

**Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten  
von Straßenbrücken  
in Holz-Beton-Verbundbauweise**

**Dissertation**

zur Erlangung des akademischen Grades

**Doktor-Ingenieur**

an der Fakultät Bauingenieurwesen  
der Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Antje Simon, geb. Döhrer  
aus Weimar

Weimar 2008

1. Gutachter/Betreuer: Professor Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch
2. Gutachter: Professorin Dr.-Ing. Ursula Freundt
3. Gutachter: Professorin Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Datum der Disputation: 27.06.2008

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch darf ich an dieser Stelle für die Betreuung der Arbeit und die Übernahme des Hauptreferates herzlich danken.

Ein herzlicher Dank gilt ebenfalls Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ursula Freundt und Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Bereitschaft zur Übernahme der Koreferate.

Darüber hinaus danke ich allen Kolleginnen und Kollegen der Professur für Holz- und Mauerwerksbau, insbesondere Herrn Dr.-Ing. Ralf Hartnack, sowie meinen Diplomanden Jens Müller, Nico Heubach und Martin Kästner, die durch ihr persönliches Engagement zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Ein besonderer Dank geht an die Mitarbeiter der Versuchstechnischen Einrichtung der Bauhaus-Universität Weimar für die Hilfsbereitschaft und Unterstützung bei der Vorbereitung und Durchführung der umfangreichen Bauteilversuche.

Wesentliche experimentelle Ergebnisse der vorliegenden Arbeit wurden im Zusammenhang mit dem Forschungsprojekt „Weiterentwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise unter Einsatz von blockverleimten Brettschichtholzquerschnitten bei Straßenbrücken“ erzielt. Dieses Forschungsvorhaben der Forschungsvereinigung Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e. V. (DGfH e.V.) wurde im Programm zur Förderung der „Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF)“ vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) finanziert. Für die finanzielle Unterstützung zur Durchführung der umfangreichen Bauteilversuche im Rahmen der Forschungsarbeit danke ich den Förderern herzlich.

Die Arbeit widme ich meiner Familie als Dank für das Verständnis und die Unterstützung, die sie mir während der gesamten Bearbeitungszeit entgegenbrachte.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Inhaltsverzeichnis .....</b>	<b>V</b>
<b>Abkürzungsverzeichnis .....</b>	<b>IX</b>
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1 Problemstellung .....	1
1.2 Ziel der Arbeit und Lösungsweg .....	1
<b>2 Stand der Forschung .....</b>	<b>3</b>
2.1 Einführung .....	3
2.1.1 Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Hochbau .....	3
2.1.2 Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Brückenbau .....	4
2.2 Entwicklungsgeschichte der Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau .....	5
2.3 Verbundelemente für den Brückenbau .....	6
2.4 Steifigkeitsansätze nach Norm .....	10
2.5 Berechnungsverfahren .....	11
2.5.1 Die Differentialgleichung des elastischen Verbundes .....	11
2.5.2 Das $\gamma$ -Verfahren .....	12
2.5.3 Stabwerksmodelle .....	12
2.5.4 Finite-Elemente-Modelle .....	13
2.6 Untersuchungen zum Langzeittragverhalten .....	14
2.6.1 Experimentelle Untersuchungen .....	14
2.6.2 Rechnerische Ansätze zum Langzeittragverhalten .....	16
2.7 Untersuchungen zum Verhalten unter dynamischer Beanspruchung .....	17
2.8 Zusammenfassung und Ableitung des Forschungsbedarfes .....	18
<b>3 Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken unter Berücksichtigung der Steifigkeitsansätze nach DIN 1052 .....</b>	<b>21</b>
3.1 Motivation .....	21
3.2 Geometrie und Parameterumfang .....	21
3.3 Modellbildung .....	24
3.3.1 Stabwerksmodell .....	24
3.3.2 Mitwirkende Plattenbreiten .....	25
3.3.3 Rissbildung im Beton .....	26
3.4 Einwirkungen und Lastkombinationen .....	30
3.4.1 Einwirkungen .....	30
3.4.2 Lastquerverteilungen am Plattenbalkentragwerk .....	30
3.4.3 Lastkombinationen .....	33
3.5 Schnittgrößen und Nachweise .....	34

3.5.1	Schnittgrößen .....	34
3.5.2	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	36
3.5.3	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....	36
3.6	Ergebnisse der Parameterstudie .....	37
3.6.1	Einfluss der Verbundelementsteifigkeit .....	37
3.6.2	Einfluss der Festigkeitsklassen von Holz und Beton .....	39
3.6.3	Einfluss der Verbundelementanordnung .....	39
3.6.4	Ergebnisse der Querschnittsoptimierung .....	40
3.7	Ermüdungssicherheit von Holz-Beton-Verbundbrücken .....	42
3.7.1	Einführung .....	42
3.7.2	Parameterumfang und Nachweise .....	42
3.7.3	Ergebnisse .....	46
3.8	Zusammenfassung und Empfehlungen für die Konstruktion von Holz-Beton- Verbundbrücken.....	47
<b>4</b>	<b>Langzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken unter Berücksichtigung genauerer Kriechansätze .....</b>	<b>49</b>
4.1	Motivation.....	49
4.2	Das zeitabhängige Materialverhalten der am Verbund beteiligten Baustoffe .....	49
4.2.1	Zeitabhängiges Materialverhalten von Beton .....	49
4.2.2	Zeitabhängiges Materialverhalten von Holz .....	51
4.2.3	Zeitabhängiges Materialverhalten von Verbundelementen .....	53
4.3	Langzeituntersuchungen mit dem Programm ISOBEAM.....	55
4.3.1	Geometrie und Materialansatz .....	55
4.3.2	Beschreibung der hygrothermischen Langzeiteffekte im Modell .....	56
4.3.3	Beschreibung des Klimas .....	58
4.3.4	Einwirkungen und Lastkombinationen .....	60
4.3.5	Vorgehen bei der Simulation .....	61
4.4	Ergebnisse der Analyse .....	61
4.4.1	Separate Betrachtung verschiedener Einwirkungskomponenten .....	61
4.4.2	Auswertung in Abhängigkeit von der Stützweite .....	63
4.4.3	Einfluss der Verbundelementsteifigkeit .....	64
4.4.4	Einfluss des Verbundelementkriechens .....	64
4.4.5	Einfluss der Holzfestigkeitsklasse .....	65
4.5	Vergleich von Simulation und Normung.....	66
4.6	Empfehlungen zur Modifikation des vereinfachten Steifigkeitsansatzes.....	68
4.7	Zusammenfassung .....	69
<b>5</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen an Scherkörpern .....</b>	<b>71</b>
5.1	Einführung.....	71

5.2 Versuchsserie zum Kurzzeit-, Langzeit- und dynamischen Tragverhalten verschiedener Verbundelemente .....	71
5.2.1 Geometrie und Material der Versuchskörper .....	71
5.2.2 Versuchsaufbau .....	73
5.2.3 Kurzzeitscherversuche .....	74
5.2.4 Langzeitscherversuche .....	75
5.2.5 Dynamische Scherversuche .....	76
5.2.6 Ermittlung eines dynamischen Faktors $k_{dyn}$ zur Reduktion der Verbundelementsteifigkeit auf der Basis von Energiebilanzen .....	80
5.2.7 Vergleich der Versuchsergebnisse und Interpretation .....	82
5.3 Versuchsserie mit Dübelleisten .....	83
5.3.1 Geometrie und Material der Versuchskörper .....	83
5.3.2 Versuchsaufbau und Lastregime .....	85
5.3.3 Ergebnisse der Versuche .....	86
5.3.4 Rechnerische Verifikation .....	92
5.4 Zusammenfassung und Wertung .....	98
<b>6 Experimentelle Untersuchungen an Biegeträgern .....</b>	<b>101</b>
6.1 Einführung .....	101
6.2 Geometrie und Material der Versuchskörper .....	101
6.3 Versuchsaufbau und Lastregime .....	102
6.4 Ergebnisse der Versuche .....	104
6.5 Rechnerische Verifikation der Biegeversuche .....	108
6.5.1 Modell .....	108
6.5.2 Vergleich der Last-Verformungskurven und Versagensmechanismen .....	111
6.6 Bemessungsansatz für Dübelleisten .....	113
6.7 Zusammenfassung und Wertung .....	118
<b>7 Zusammenfassung .....</b>	<b>119</b>
7.1 Resümee .....	119
7.2 Ausblick .....	121
<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>123</b>

## **Anhang A**

<b>Parameterstudie zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken .....</b>	<b>A-1</b>
A.1 Parameterkonfigurationen .....	A-1
A.2 Schnittgrößenverläufe .....	A-2
A.3 Einfluss der Verbundelementsteifigkeit .....	A-5
A.4 Einfluss der Festigkeitsklassen von Holz und Beton .....	A-12
A.5 Einfluss der Verbundelementanordnung .....	A-15
A.6 Optimierung der Holzhöhen.....	A-19
A.7 Nachweis der Ermüdungssicherheit .....	A-21

## **Anhang B**

<b>Verifikation zum Langzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken .....</b>	<b>B-1</b>
B.1 Separate Betrachtung verschiedener Einwirkungskomponenten .....	B-1
B.2 Einfluss der Stützweite .....	B-2
B.3 Einfluss der Verbundelementsteifigkeit .....	B-4
B.4 Einfluss des Verbundelementkriechens .....	B-5
B.5 Einfluss der Holzfestigkeitsklasse .....	B-6
B.6 Vergleich Simulation und Norm .....	B-7

## **Anhang C**

<b>Experimentelle Untersuchungen .....</b>	<b>C-1</b>
C.1 Systematische Scherversuche an Kernen, Dübelleisten und X-Verbindern.....	C-1
C.2 Scherversuche an Dübelleisten.....	C-13
C.3 Biegeversuche an Dübelleisten.....	C-22



## Abkürzungsverzeichnis

### Große lateinische Buchstaben

B	Biegesteifigkeit
D	Druckkraft
E	Elastizitätsmodul
ELM	Ermüdungslastmodell
F	Kraft / Fließkriterium
G	Schubmodul
GK	Grenzkriterium
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HBV	Holz-Beton-Verbund
I	Trägheitsmoment
IWT	Induktiver Wegaufnehmer
J	Kriechfunktion / Energie
K	Verschiebungsmodul / Vergleichsfestigkeit
KMD	Kraftmessdose
L	Stützweite
LF	Lastfall
LM	Lastmodell
M	Biegemoment / Matrix
N	Normalkraft / Lastwechselzahl
P	Last
R	Widerstand
RH	Relative Luftfeuchte
S	Einwirkung
T	Temperatur / Schubkraft
TS	Tandemachse nach [DIN FB 101:2003]
UDL	Streckenverkehrslast nach [DIN FB 101:2003]
ÜV	Überbauvariante
Z	Zugkraft

### Indizes

c	Beton / Druck
con	Verbindungsmittel
d	Bemessungswert
def	Deformation
dyn	dynamisch
el	elastisch
est	geschätzt
fin	Endwert
g	global
inst	Anfangswert
k	charakteristisch
l	lokal
mean	Mittelwert
red	reduziert
ser	Gebrauchszustand
t	Holz / Zug
ult	Bruchzustand
v	Schub
L	longitudinal
R	radial
T	tangential

### Kleine lateinische Buchstaben

b, h	Bauteilbreite, Bauteilhöhe
c	Kohäsion
f	Festigkeit
t	Zeit
u	Holzfeuchte
v	Verschiebung / Geschwindigkeit
w	Durchbiegung

### Griechische Buchstaben

$\sigma$	Spannung
$\varepsilon$	Dehnung
$\gamma$	Sicherheitsbeiwert
$\alpha$	Quell-/Schwindkoeffizient / Neigungswinkel
$\varphi$	Kriechzahl / Kriechfaktor / Reibungswinkel
$\Theta$	Retardationszeit



# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Der Baustoff Holz zählt zu den ältesten Baumaterialien der Menschheit, seine Anwendung bei der Errichtung von Bauwerken besitzt eine sehr lange Tradition. Seit Jahrhunderten wird Holz zur Überbrückung von Hindernissen genutzt. Zahlreiche eindrucksvolle historische Holzbrücken dienen noch heute der Überführung von Verkehrswegen. Sie verdeutlichen das Potential des natürlichen Baustoffes Holz und künden von dem Ingenieurverstand ihrer Erbauer.

Im Zuge der Industrialisierung im 19. und 20. Jahrhundert wurde der Baustoff Holz von den als moderner angesehenen Materialien Stahl und Beton verdrängt. Dank neuer Technologien, innovativer Konstruktionen und eines gestiegenen Umweltbewusstseins erobert sich Holz das einst traditionelle Terrain im Bauwesen zurück. Seit Nachhaltigkeit und Ökologie als zukunftsfähige Prinzipien auch im Bauwesen verstärkt Beachtung finden, ist der Einsatz des natürlichen Baustoffes Holz wieder modern geworden. Dies gilt für den Hochbau ebenso wie für den Brückenbau. In den vergangenen 25 Jahren entstanden zahlreiche imposante hölzerne Brückenbauwerke, die beweisen, dass leistungsfähige Tragstrukturen, ästhetische Formgebung und Wirtschaftlichkeit als ökologische Alternative mit dem natürlichen Baustoff Holz realisierbar sind.

Die Entwicklungen im konstruktiven Holzbau und im Bereich der Holzwerkstofftechnologie zielen darauf ab, die positiven Materialeigenschaften des Holzes optimal auszunutzen und ungünstige Materialeigenschaften zu eliminieren. Der moderne Hybridbau greift diese Idee mit der Entwicklung symbiotischer Materialstrukturen aus verschiedenen Baustoffen auf.

Eine innovative Hybridbauweise im Bereich des Holzbaues ist die Holz-Beton-Verbundbauweise. Ziel der Kombination von Holz und Beton in einem Bauteil ist es, die beiden Baustoffe entsprechend ihrer positiven Materialeigenschaften so einzusetzen, dass ein Verbundbauteil mit höheren Tragfähigkeiten und verbesserten Gebrauchstauglichkeitseigenschaften im Vergleich zu reinen hölzernen Konstruktionen entsteht. Gegenüber massiven Betonkonstruktionen zeichnet sich ein solches Hybridbauteil durch geringeres Gewicht und eine verbesserte Ökobilanz aus. Obwohl die Holz-Beton-Verbundbauweise nicht neu ist, gibt es verstärkte Forschungsanstrengungen erst seit den 90er-Jahren des vergangenen Jahrhunderts. Während sich national die Forschungen weitgehend auf den Hochbau mit der Entwicklung von hybriden Deckensystemen beschränkten, gibt es international auch im Brückenbau interessante Forschungsergebnisse und beeindruckende Pilotprojekte. Um die Bauweise in Deutschland zu etablieren, fehlen bisher umfangreiche Untersuchungen an ausgewählten Verbundelementen ebenso wie Konstruktionsrichtlinien für Holz-Beton-Verbundbrücken. In diesem Kontext entstand die vorliegende Arbeit.

## 1.2 Ziel der Arbeit und Lösungsweg

Ziel der Arbeit ist es, einen Beitrag zur Weiterentwicklung und Adaption der Holz-Beton-Verbundbauweise auf den Straßenbrückenbau zu leisten. Dabei stehen differenzierte Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten hybrider Holzbrückentragwerke sowie die Entwicklung geeigneter Verbundelemente im Vordergrund. Um die Einführung dieser innovativen Bauweise in der Praxis zu unterstützen, werden Bemessungs- und Konstruktionshinweise erarbeitet.

Am Beginn der Arbeit stehen eine zusammenfassende Darstellung und die Analyse des derzeitigen Forschungs- und Entwicklungsstandes auf dem Gebiet des Holz-Beton-Verbundbaus. Ausgehend von den Entwicklungen im Hochbau werden im Kapitel 2 Vorteile der Bauweise für den Brückenbau herausgearbeitet und Anwendungsgrenzen diskutiert. Um die eigene Forschung einordnen zu können, wird ein Überblick über die Entwicklungsgeschichte des Holz-Beton-Verbundbrückenbaus, über geeignete Verbundelemente und vorhandene Berechnungsverfahren gegeben. Schwerpunkte liegen in der Analyse der Steifigkeitsansätze nach der aktuellen Holzbau-

normung sowie in einer zusammenfassenden Darstellung von Untersuchungen zum Langzeittragverhalten und zur Ermüdungssicherheit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.

Im Kapitel 3 erfolgt die Untersuchung des Tragverhaltens von Holz-Beton-Verbundbrücken unter Berücksichtigung der Steifigkeitsansätze nach der deutschen Holzbaunorm. Anhand einer umfangreichen Parameterstudie wird der Einfluss verschiedener Geometrie- und Steifigkeitsparameter auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holz-Beton-Verbundbrücken vorgestellt. Besonderheiten im Tragverhalten bei der Anwendung im Brückenbau werden aufgezeigt und diskutiert. Spezielle Untersuchungen dienen der Evaluation der Ermüdungssicherheit. Praxisgerechte Empfehlungen für die optimierte konstruktive Durchbildung hybrider Holzbrückentragwerke fassen die Ergebnisse der Parameterstudie zusammen.

Die der aktuellen Holzbaunorm und dem Kapitel 3 zugrunde liegende Abbildung der Steifigkeitsentwicklung der Verbundbaustoffe basiert auf einem stark vereinfachten, praxistauglichen Ansatz. Dieser holzbauspezifische Ansatz wurde nicht explizit für hybride Tragwerke aus Holz und Beton entwickelt, sondern lediglich adaptiert. Unter Berücksichtigung einer realitätsnahen Abbildung des zeit- und klimaabhängigen Tragverhaltens der Verbundbaustoffe wird im Kapitel 4 die Gültigkeit dieses vereinfachten Steifigkeitsansatzes für die Anwendung im Holz-Beton-Verbundbrückenbau überprüft. Im Ergebnis dieser Untersuchungen werden Empfehlungen für eine genauere Erfassung des Materialverhaltens gegeben.

Aus den Parameteranalysen lässt sich ein Anforderungsprofil bezüglich der Steifigkeit und Tragfähigkeit geeigneter Verbundelemente für den Straßenbrückenbau ableiten. Den inhaltlichen Schwerpunkt der Kapitel 5 und 6 bilden eigene experimentelle Untersuchungen an ausgewählten Verbundelementtypen, welche diesem Anforderungsprofil entsprechen. Dabei wird zunächst das Tragverhalten von drei verschiedenen Verbundelementtypen anhand systematischer Scherversuche unter Kurzzeit-, Langzeit- und dynamischer Belastung analysiert. Aufbauend auf diese Testreihen werden weiterführende umfangreiche Versuchsserien an einem für den Brückenbau besonders geeigneten Verbundelement vorgestellt. Scherversuche mit wesentlich größerem Versuchsumfang dienen der Bestimmung der Steifigkeitsparameter und Bruchlasten des Verbundelementes. Die Analyse des Gesamttragverhaltens erfolgt anhand großformatiger Biegeversuche. Die Versuche werden mit Hilfe von Finite-Elemente-Modellen rechnerisch verifiziert. Auf der Basis möglicher Versagensmodi wird ein Bemessungskonzept für das Verbundelement Dübelleiste entwickelt.

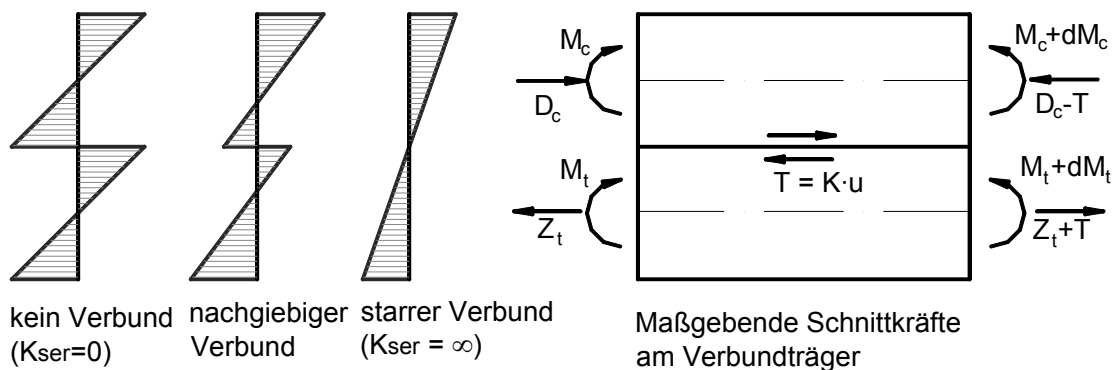
In Kapitel 7 sind die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zusammengefasst. Ein kurzer Ausblick beschreibt, welche weiteren Forschungsaktivitäten auf dem Gebiet des Holz-Beton-Verbundbrückenbaus notwendig und zielführend sind.

## 2 Stand der Forschung

### 2.1 Einführung

#### 2.1.1 Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Hochbau

In einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion werden die beiden Baustoffe Holz und Beton mit Hilfe von Verbundelementen zu einem hybriden Bauteil kombiniert. Wenn dabei die positiven Materialeigenschaften der Verbundbaustoffe optimal ausgenutzt werden sollen, sind der Beton in der Druckzone und das Holz in der Zugzone des Verbundquerschnittes anzuordnen. Die Steifigkeit des zwischen den beiden Teilquerschnitten vorzusehenden Verbundelementes bestimmt wesentlich die Steifigkeit und Tragfähigkeit der gesamten Konstruktion. Grenzwerte der Steifigkeit werden in Konstruktionen ohne Verbund bei einer Verbundelementsteifigkeit von Null und in Konstruktionen mit starrem Verbund bei unendlicher Verbundelementsteifigkeit erreicht. In Konstruktionen ohne Verbund werden die Lasten entsprechend der Eigenbiegesteifigkeiten der Teilquerschnitte abgetragen, es treten große Verschiebungen zwischen den Querschnittsteilen in der Kontaktfuge auf. Bei starr verbundenen Bauteilen existiert keine Verschiebungsdifferenz in der Verbundfuge, die Aufteilung der Lasten auf die Querschnittsteile erfolgt entsprechend der Eigenbiegesteifigkeiten der Teilquerschnitte und ihrer Steineranteile (Abbildung 2-1). Je nach Art, Anzahl und Steifigkeit der Verbundelemente variiert das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion zwischen diesen beiden Verbundgrenzwerten.



**Abbildung 2-1:** Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Im Hochbau besitzt der Holz-Beton-Verbundbau eine lange Tradition. Bereits im Jahre 1939 erfolgte eine Patentanmeldung für eine Holz-Beton-Verbunddecke in Deutschland [Schaub 1939]. Infolge der Entwicklungen im Massivbau geriet diese Bauweise zwischenzeitlich in Vergessenheit und erlebte erst Anfang der 90er-Jahre des vergangenen Jahrhunderts eine Renaissance. Dabei kam die Hybridbauweise zunächst bei der Sanierung alter Holzbalkendecken zum Einsatz. Unter Erhaltung historischer Bausubstanz wurde es möglich, Umnutzungen mit dem Eintrag höherer Lasten vorzunehmen und die zeitgemäßen Anforderungen bezüglich Brandschutz, Rauchgas- und Löschwasserdichtigkeit, Schallschutz und Schwingungsbegrenzung zu erfüllen. Parallel eröffnete sich ein neues Anwendungsgebiet mit der Entwicklung von hybriden Deckensystemen für den Neubau. Während in der Sanierung vor allem Plattenbalkenquerschnitte als Hybridkonstruktionen errichtet wurden, kamen im Neubau Plattenkonstruktionen aus Brettstapel- und Brettschichtholzelementen mit Aufbeton zum Einsatz.

In den vergangenen 20 Jahren wurden national und international umfangreiche Forschungsanstrengungen bei der Entwicklung von geeigneten Verbindungsmitteln unternommen.

Die untersuchten Verbindungsmittel lassen sich entsprechend ihrer Tragwirkung bzw. Konstruktion klassifizieren in:

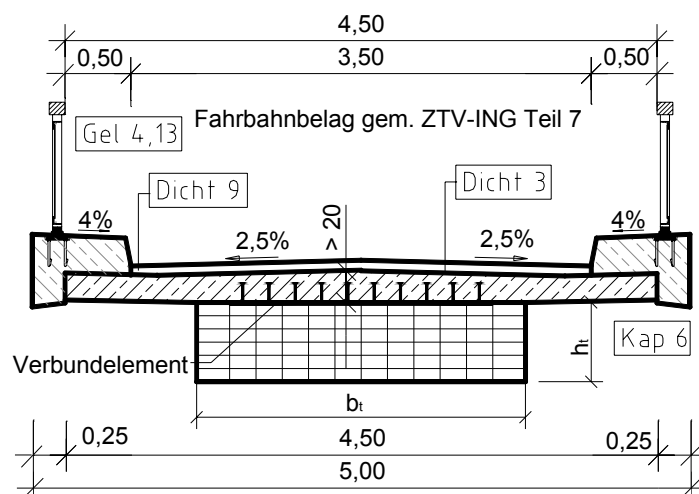
- Stiff förmige Verbindungsmittel (Schrauben, Nägel, Stabdübel, eingeleimte Gewindestangen und Bewehrungsstäbe)
- Stabförmige und plattenartige Verbindungsmittel (Flachstahlschloss, HBV-Schubverbinder, Nagelplatten)
- Verbindungsmittel mit Formschluss (Kerven, Schubnocken, Dübelleisten, Rohrhülsen, BVD-Anker)
- Klebeverbindungen

Eine innovative Entwicklung hybrider Plattenkonstruktionen nutzt den Flächenverbund zur Realisierung der Teilquerschnittskopplung [Lehmann 2004]. Die Übertragung der Kräfte in der Schubfuge erfolgt allein durch die Profilierung der Holzoberfläche in Kombination mit der Ausnutzung des natürlichen Haftverbundes und der Reibung in der Verbundfuge. Auf die Anordnung stählerner Verbundelemente wird in diesen hybriden Deckenelementen vollständig verzichtet.

Zusammenfassend kann eingeschätzt werden, dass die im Hochbau entwickelten Deckensysteme und Verbundelemente Marktreife erzielt haben. Eine breite praktische Anwendung bedarf verstärkter Promotion dieser Bauweise unter den planenden Architekten und Ingenieuren. Trotz der beschriebenen Vorteile und einer hervorragenden Ökobilanz wird sich die Bauweise erst dann durchsetzen, wenn sie mit herkömmlichen Massivbauweisen wirtschaftlich konkurrieren kann.

### 2.1.2 Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Brückenbau

Brücken in Holz-Beton-Verbundbauweise bestehen aus einer Betonfahrbahnplatte, welche mit den darunter liegenden hölzernen Hauptträgern nachgiebig verbunden ist (Abbildung 2-2). Das Zusammenwirken der Teilquerschnitte wird über steife Verbundelemente realisiert. Neben den aus dem Hochbau bekannten Vorteilen der hohen Steifigkeit und Tragfähigkeit ergeben sich für Brückentragwerke weitere wesentliche Vorteile im Vergleich zu reinen Holzbrücken. Die Betonfahrbahnplatte bietet den darunter liegenden hölzernen Hauptträgern einen idealen konstruktiven Holzschutz. Australische Untersuchungen [Yttrup 2006] zeigen, dass sich durch die Ausbildung eines solchen geschützten Überbaues die Lebensdauer einer Holz-Beton-Verbundbrücke im Vergleich zu einer reinen Holzbrücke verdoppelt bis verdreifacht. Durch die Betonplatte ergibt sich zusätzlich vor allem eine Verbesserung der Lastabtragung im Bereich der hohen Achslasten und der Horizontallasten aus Bremsen und Seitenstoß. Im Betonbrückenbau entwickelte und bewährte Anschlussdetails (Richtzeichnungen für Kappen, Geländer, Schutzplanken, Abdichtungen und Fahrbahnübergänge) können angewendet werden. Damit entfallen in diesen konstruktiv kritischen Bereichen aufwändige Detailplanungen, die für hölzerne Straßenbrücken noch immer notwendig sind.



**Abbildung 2-2:** Querschnitt einer Holz-Beton-Verbundbrücke am Beispiel einer einspurigen Wirtschaftswegeüberführung

Im Vergleich zu reinen Betonbrücken ergibt sich eine deutliche Gewichtsreduzierung des Überbaues. Damit sind Einsparungen im Bereich der Unterbauten und Gründungen möglich.

Neben den genannten Vorteilen gibt es einen Problempunkt, der in der Berechnung und konstruktiven Durchbildung von Holz-Beton-Verbundbauteilen zwingend zu beachten ist. Holz und Beton weisen ein differentes zeit-, temperatur- und feuchteabhängiges Materialverhalten auf. Das unterschiedliche Kriech- und Schwindverhalten der Baustoffe und das differente Verhalten unter Temperaturbeanspruchung bewirken in dem innerlich vielfach statisch unbestimmten System Zwängungen und Schnittgrößenumlagerungen. Damit besteht ein direkter Einfluss auf die Tragfähigkeit solcher Verbundkonstruktionen. Da die im Brückenbau auftretenden Temperatur- und Feuchtegradienten deutlich größer als im Hochbau sind, können die im Hochbau gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungen zu diesem Problem nicht einfach auf den Brückenbau übertragen werden. Detaillierte Untersuchungen, die die spezifischen klimatischen Randbedingungen des Brückenbaues berücksichtigen, sind zwingend erforderlich.

Zusätzlich sind die im Brückenbau auftretenden Verkehrslasten wesentlich höher als im Hochbau. Während die Querschnittsteile aus Holz und Beton durch Vergrößerung der Querschnitte an diese erhöhten Lasten angepasst werden können, genügen die im Hochbau entwickelten und in Deutschland bauaufsichtlich zugelassenen Verbindungsmittel den Anforderungen des Brückenbaues nicht. Für den Einsatz im Brückenbau sind Verbundelemente mit hohen Steifigkeiten im Gebrauchslastbereich und hohen Bruchlasten erforderlich. Um die Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau anwenden zu können, besteht folglich dringender Forschungsbedarf zur Entwicklung geeigneter Verbundelemente.

## 2.2 Entwicklungsgeschichte der Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau

Die Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau begann Mitte der dreißiger Jahre des vergangenen Jahrhunderts in den USA [Baldock, McCullough 1941]. Zu dieser Zeit dominierten ungedeckte billige Holzbrücken mit kurzer Lebensdauer den Brückenbestand im Staat Oregon. Der Anteil kurzer Brücken mit Stützweiten bis 10 m betrug mehr als 50% des Gesamtbrückenbestandes. Betonbrücken mit längerer erwarteter Nutzungsdauer wurden ebenfalls schon errichtet, allerdings waren diese - auch im Zusammenwirken mit Stahlträgern - zu teuer. In diesem Kontext entwickelte sich die Holz-Beton-Verbundbauweise mit dem Ziel, kostengünstige Brücken mit kurzen Spannweiten und einer Lebensdauer von ca. 40 Jahren zu erstellen. Etwa 200 solcher Holz-Beton-Verbundbrücken entstanden in den Jahren 1934 bis 1954 in Oregon, einige davon dienen bis heute als Straßenüberführung [Eby 1989].

Aufgrund der ökonomischen Vorteile und der einfachen Herstellbarkeit dieser Hybridtragwerke entstanden auch in Neuseeland [Neuseeland 1976], Australien [Nolan 2006] und Brasilien [Pigozzo, Calil, Lahr 2004] Holz-Beton-Verbundbrücken.

In Europa entwickelte sich die Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau erst Ende des vergangenen Jahrhunderts. In [Rautenstrauch, Döhrer, Schaffitzel 2004] sind wesentliche Bauwerke aufgeführt. Wichtige Impulse gab es zunächst aus der Schweiz, wo mit den Brücken von Sentier und Kerzers 1990/1991 die beiden ersten europäischen Holz-Beton-Verbundbrücken entstanden [Natterer, Pflug 1997]. Aufgrund der nationalen Ressourcen wird die Holzanwendung im Bauwesen in der Schweiz besonders protegiert, so dass in den vergangenen Jahren mehrere Tragwerke mit Spannweiten von bis zu 45 m errichtet wurden [Wiegand 1999], [Meyer 2005].

Zur Forcierung der Holzanwendung im Brückenbau initiierten Norwegen, Finnland und Schweden mit dem „Nordic Timber Bridge Project“ ein bedeutendes internationales Forschungsprogramm [NTC 2002]. In Finnland wurde im Rahmen dieses Forschungsprojektes ein Typenprojekt für Holz-Beton-Verbundbrücken mit 4,50 ... 8,50 m Breite und Stützweiten von 10 ... 30 m entwickelt [Schickhofer, Bernasconi 2002]. Im Ergebnis dieser Projektforschung entstanden in Finnland zahlreiche Holz-Beton-Verbundbrücken kurzer und mittlerer Spannweiten, wobei an einigen ein Bauwerksmonitoring erfolgt, um die theoretisch gewonnenen Erkenntnisse in der Praxis zu überprüfen [Mäkipuro u. a. 1996].

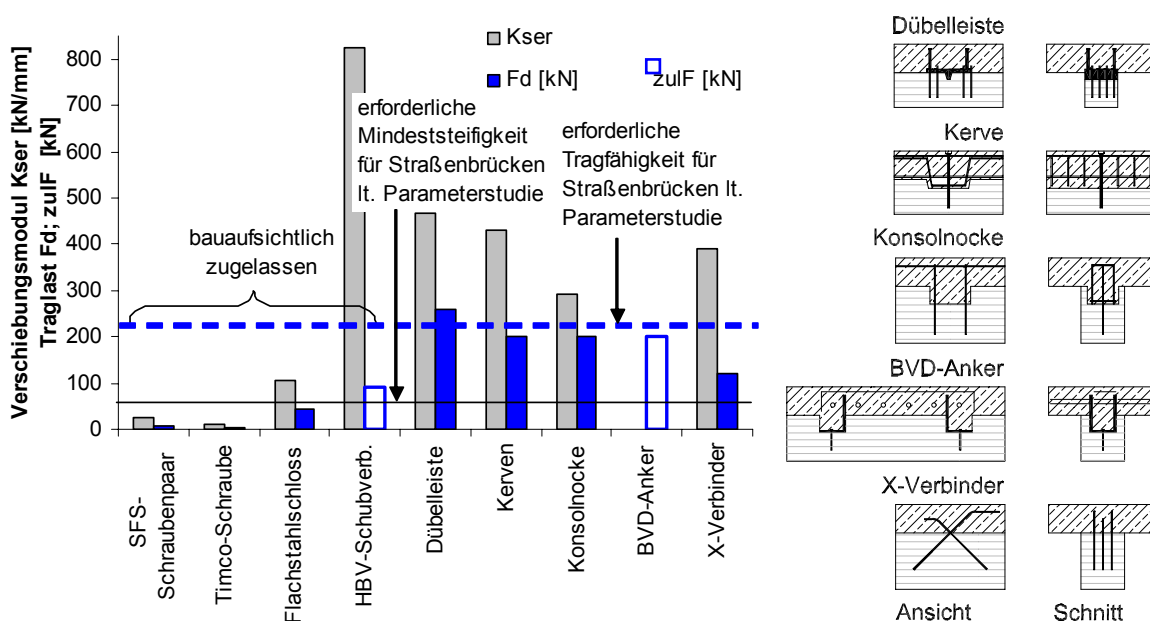
Von Forschungsanstrengungen auf dem Gebiet des Holz-Beton-Verbundbrückenbaues wird außerdem aus Frankreich [Limam u. a. 2006], [Flach, Frenette 2004] und Österreich berichtet. In diesen Ländern entstanden mit den Brücken über die A89 bei Correz (F) [Flach, Frenette 2004] und der Holz-Europabrücke bei Murau (A) [Straßenbrücken 1997] allerdings auch zwei nicht verbundene Holz-Beton-Brücken. Bei diesen Bauwerken sollten einerseits die Vorteile der Betonplatte hinsichtlich Lastabtragung und Holzschutz genutzt und andererseits die Probleme des unterschiedlichen zeit- und klimaabhängigen Materialverhaltens umgangen werden. Die Betonplatte liegt bei diesen Brücken auf Elastomerlagern, welche auf den hölzernen Hauptträgern befestigt sind. Spezielle Anker dienen der horizontalen Lagesicherung der Betonplatte und übernehmen keine Verbundfunktion zum statischen Zusammenwirken der Teilquerschnitte. Damit wird der wesentliche Vorteil der Einsparung von Überbauhöhe, den ein Verbundquerschnitt bietet, verschenkt. Flach stellt in [Flach, Frenette 2004] außerdem fest, dass es schwieriger ist, Holz und Beton in der Lastabtragung explizit zu trennen, als einen Verbundquerschnitt herzustellen.

In Deutschland gibt es bisher keine Referenzobjekte im Straßenbrückenbau.

## 2.3 Verbundelemente für den Brückenbau

Die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit einer Holz-Beton-Verbundbrücke wird wesentlich durch die Steifigkeit der Verbundfuge beeinflusst. Zur effizienten Ausnutzung der Teilquerschnitte ist der Einsatz hochtragfähiger Verbundelemente mit hoher Steifigkeit im Gebrauchslastbereich und duktilem Versagensverhalten notwendig.

Die bisher in Deutschland zugelassenen Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wurden für den Hochbau entwickelt und sind aufgrund zu geringer Steifigkeitskennwerte und Traglasten für die Anwendung im Straßenbrückenbau ungeeignet (Abbildung 2-3). Mit dem HBV-Schubverbinder, einem in Spannrichtung angeordneten Streckmetallformteil, wurde eine Fußgängerbrücke in Luxemburg errichtet [Bathon, Bletz 2006]. Allerdings erscheint die Brücke mit den gewählten Querschnittsdimensionen wirtschaftlich im Vergleich zu reinen Holzbrücken bzw. reinen Betonbrücken nicht konkurrenzfähig. Die Probleme hinsichtlich der dynamischen Belastbarkeit des Verbundelementes, der Dauerhaftigkeit der Klebeverbindung im Holz und der Abtragung der Rollschubbeanspruchung im Holz als Folge des Versatzmomentes sind bisher nicht geklärt.



**Abbildung 2-3:** Verschiebungsmodul und Traglasten ausgewählter Verbindungsmittel (1 Verbindungsmittel pro Schubfläche von 20 x 100 cm)



Abbildung 2-3 zeigt, dass Systeme, die den Formschluss zur Schubübertragung nutzen, wie z. B. Dübelleiste, Kerve, Konsolnocken und BVD-Anker, für den Brückenbau geeignet sind. Zur Übertragung der hohen Schubkräfte reicht die Einflussbreite üblicher Balkenquerschnitte (bis 20 cm) jedoch nicht aus.

Im Folgenden werden Forschungsergebnisse vorgestellt, die mit der Intention durchgeführt wurden, steife Verbundelemente (vgl. Abbildung 2-3) zu entwickeln. Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbindungsmitteln können als Scher- und Biegeversuche unter kurzzeitigen statischen, dynamischen oder langzeitigen Belastungen erfolgen. Während die statischen Kennwerte Traglast und Verschiebungsmodul im Scherversuch bestimmt werden, ist die Beurteilung des Gesamttragverhaltens nur im Biegeversuch möglich.

Erste systematische Untersuchungen zum Tragverhalten verschiedener Verbundelemente für den Brückenbau nahmen bereits 1932 *Baldock* und *McCullough* [Baldock, McCullough 1941] an 22 Verbundträgern vor. Neben Kurzzeitbiegeversuchen wurde an einigen Körpern der Einfluss zyklischer Lasten unter 20 Lastzyklen und der Einfluss alternierender Temperaturbeanspruchung ( $-9,4 \dots 20,6^\circ\text{C}$ ) untersucht. Die Versuchskörper sind in Abbildung 2-4 dargestellt. Folgende Verbundelementvarianten wurden im 4-Punkt-Biegeversuch an 2 Körpern je Serie getestet:

- Serie A vorgebohrte Nägel 3/8"x8" in dreireihiger Anordnung
- Serie B Kerven (2,5/15,2 cm)
- Serie C Kerven mit Nägeln (Kombination aus A und B)
- Serie D Rohrdübel 6,35 cm in vorgefräster Nut
- Serie E 10/10/1,9 cm Stahlplatten in vorgesägter Nut

Während der Versuche erfolgte die Aufzeichnung der Mittendurchbiegungen, der Dehnungen und der horizontalen Verschiebungen.

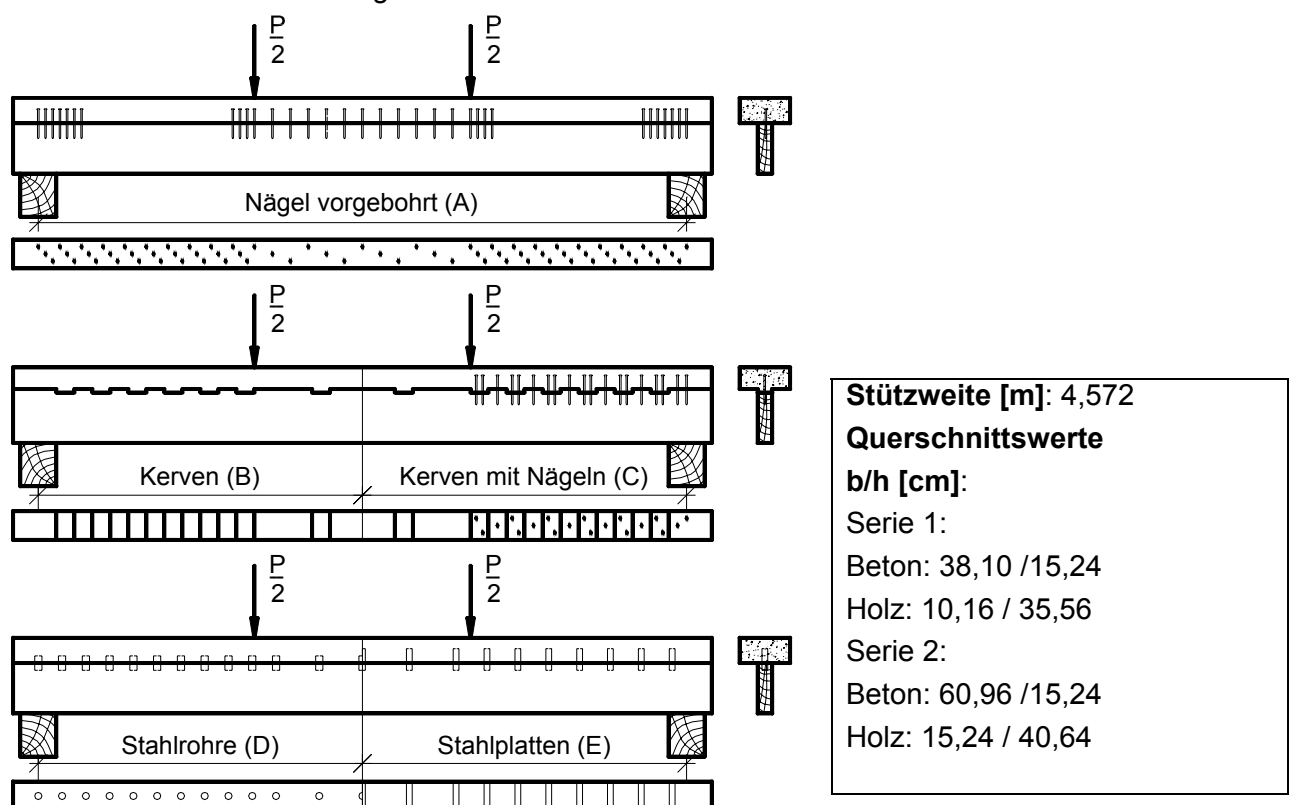


Abbildung 2-4: Probekörper Geometrie-Serie 1 nach [Baldock, McCullough 1941]

Im Ergebnis der Versuche konnte festgestellt werden, dass sich bei Einsatz eines geeigneten Verbundelementes die Bruchlast der Verbundträger im Vergleich zur Bruchlast einfacher Holzträger gleicher Abmessungen mehr als verdoppelte, während die Durchbiegung der Verbundvariante weniger als 25% derjenigen des einfachen Holzträgers betrug. Im Vergleich der Verbundelemente erreichten die eingelassenen Stahlrohrdübel (Serie D) und die Kerven in Kombination mit den Nägeln (Serie C) die höchsten Steifigkeiten und Bruchlasten. Diese Erkenntnisse werden durch aktuelle Forschungsergebnisse ebenso bestätigt wie die Tatsache, dass der Verbund mit einfachen Nägeln (Serie A) zu weich war, so dass große Trägerdurchbiegungen resultierten. Die Probekörper der Serie E mit den eingelassenen Stahlplatten zeigten zwar sehr hohe Steifigkeiten, versagten jedoch infolge Vorholzabscherens schon bei geringeren Lasten als die Körper der Serien C und D.

Die Temperaturbelastung führte zu zusätzlichen Schubkräften in den Verbundelementen und zu sekundären Biegemomenten, wodurch sich die Randfaserdehnungen der Teilquerschnitte erhöhten. Es wurde empfohlen, für die Aufnahme der Zwangsbeanspruchung aus Temperatur zusätzliche Verbundelemente anzuordnen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass *Baldock* und *McCullough* mit relativ einfacher Technik bereits vor 75 Jahren sehr umfassende systematische Forschungen zu Holz-Beton-Verbundbrücken durchführten und mit der Errichtung von etwa 200 Verbundbrücken ihre Forschungsergebnisse in die Praxis umsetzten.

Erst ein halbes Jahrhundert später wurde die Idee, Holz und Beton in Brückenbauwerken zu kombinieren, in Europa aufgegriffen. Die europäische Entwicklung begann mit dem Verbundelement Kerve, welches den Formschluss zur Kraftübertragung nutzt und bis heute als einziges in der europäischen Normung [DIN EN 1995-2:2006] erwähnt wird. Bei der Kerve greift der Betonnockenförmig in eine, im Holz eingefräste Aussparung ein. Ein zusätzliches stiftförmiges Verbindungsmittel soll das Abheben der Betonplatte verhindern.

Am Verbundelement Kerve wurde bereits eine Vielzahl von Untersuchungen durchgeführt, wobei i. d. R. der Einsatz in Geschossdecken im Vordergrund stand [Godycki, Pawlica, Kleszczewski 1984], [Zöllig 1999], [Fontana, Frangi 2000], [Kuhlmann, Aicher, Michelfelder 2004], [Grosse 2005].

Daher beschränken sich die experimentellen Untersuchungen bis auf wenige Ausnahmen (vgl. Abschnitte 2.6 und 2.7) auf Kurzzeitversuche.

Erwähnt werden soll die Arbeit von *Gutkowski* [Gutkowski 2001], da diese mit dem Ziel der Anwendung der Kerve bei der nachträglichen Verstärkung bestehender Holzbrücken mit einer Betonplatte entstand. *Gutkowski* untersuchte die Kervenausführung nach *Natterer*, bei welcher im Holz eingeleimte, nachspannbare Spezialdübel der zusätzlichen Quervorspannung der Verbundfuge zur Kompensation tragfähigkeitsmindernder Einflüsse aus Betonschwinden dienen. Im Brückenbau ist das Nachspannen der Dübel nicht sinnvoll, da die Betonoberseite dauerhaft durch Abdichtung und Belag versiegelt und nachträglich somit nicht zugänglich ist. Die experimentellen Untersuchungen umfassten 60 Kurzzeitscherversuche im Slip-Block-Test, 20 Biegeversuche an 3,50 m langen Trägern und 2 Versuche an Plattentragwerken aus Brettstapelelementen mit Betondeckschicht. In den Scherversuchen wurde die Kervengeometrie variiert, wobei kein direkter Zusammenhang zwischen Kerventiefe und Verschiebungsmodul bzw. Bruchlast nachweisbar war. Die Bruchlast variierte vermutlich nicht, da die Vorholzlänge konstant gehalten wurde. Mit den durchgeführten Plattenversuchen an einer orthogonalen und einer schiefwinkligen Platte konnte erstmals die Eignung des Verbundelementes bei der Lastverteilung in Querrichtung nachgewiesen werden.

Detaillierte Angaben zur Bestimmung von Trag- und Verformungskennwerten sowie zur Optimierung der Kerven können *Michelfelder* [Michelfelder 2006] entnommen werden. *Michelfelder* führte 30 Kurzzeit-Scherversuche, 3 Biegeversuche, sowie 3 Langzeitscherversuche durch. Dabei stellte sie fest, dass auf die Anordnung der in der europäischen Norm geforderten zusätzlichen stiftförmigen Verbindungsmittel verzichtet werden kann. In der Auswertung der Scherversuche ist diese Aussage problematisch, da mit der experimentell wie numerisch angeordneten horizontalen Fußhalterung der außen liegenden Betonplatten im Versuchsaufbau der Push-Out-Tests ein Teil des Exzentrizitätsmomentes eliminiert wurde. Auf dieses generelle Problem im Versuchsaufbau der Push-Out-Versuche wird bei den eigenen Versuchen näher eingegangen. Bei den Biegeversuchen wurden keine abhebenden Kräfte festgestellt, da das Biegemoment im Beton dem Exzentrizitätsmoment an den Verbindungsmitteln entgegenwirkt und dieses kompensiert. Unter Ansatz eines vereinfachten Stabwerksmodells leitete *Michelfelder* anhand der möglichen Versagenszustände charakteristische aufnehmbare Lasten für die Kerve ab. Dabei untersuchte sie insbesondere die

Problematik der Querkzugspannungen im Beton im Kervengrund. Während die Betonzugstrebe im Hochbau ggf. ohne Bewehrung aufgenommen werden kann, ist dies für den Brückenbau aufgrund der höheren Lasten nicht möglich. Die vorgeschlagene Bewehrung der Kerve in Analogie zur Konsolbewehrung nach [DIN 1045-1:2001] ist im Brückenbau aufgrund der erforderlichen hohen Betondeckungen nur bei sehr tiefen Kerven realisierbar.

Mit dem Problem der Schubtragfähigkeit des Betons im Kervbereich setzte sich auch *Glaser* [Glaser 2005] auseinander. Bei der von ihm entwickelten Konsolnocke, die eine Weiterentwicklung der Kerve darstellt, greift der Beton deutlich tiefer in das Holz ein, wodurch die Anordnung einer Konsolbewehrung ermöglicht wird. Durch die Einleimung eines gitterförmigen Bewehrungselementes in das Holz wird zusätzlich die Zugkraftkomponente aus dem Exzentrizitätsmoment aufgenommen. Nachteilig wirkt sich bei dieser Konstruktion die deutliche Reduzierung der Querschnittshöhe des Holzes im Verbundelementbereich aus. Die für die Konsolnocke angegebenen Bruchlasten sind kritisch zu bewerten, da im Versuchsaufbau der Slip-Block-Scherversuche ein wesentlicher Versagensparameter - das Abscheren des Vorholzes - unterbunden wurde.

Insgesamt wird eingeschätzt, dass die Kerve ein einfaches, preiswertes und ausreichend steifes Verbundelement darstellt. Eine brückenbaugaugliche Lösung für die Querkzugproblematik im Beton existiert bisher nicht. Zum Langzeittragverhalten des Verbundelementes Kerve gibt es nur wenige, zum Verhalten unter dynamischer Last bisher gar keine Untersuchungen.

Ein weiteres praxiserprobtes Verbundelement ist der BVD-Verbundanker. Dieses Element besteht aus einem U-förmigen Stahlbauteil, welches in vorgefertigte Öffnungen im Holz eingesetzt, verschraubt und mit einem Spezialmörtel vergossen wird. Das Stahlformteil wird über eine horizontale Rückhängebewehrung im Beton verankert. Die Schubkraftübertragung erfolgt sowohl im Beton als auch im Holz über Formschluss. Zur Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens dieses Stahlbauteils wurden Biege-, aber keine Scherversuche durchgeführt [Ebert 1997], weshalb bisher konkrete Angaben zum Verschiebungsmodul des Verbundankers fehlen [Bertsche 2003].

Für den Bau der Crestawaldbrücke (Sufers, CH) wurde von *Steurer* [Steurer 1999] ein weiteres stählernes Spezialeinbauteil entwickelt. Das Bauteil besteht aus einer auf das Holz aufgeschraubten Stahlplatte, welche im Beton über Kopfbolzendübel verankert ist und den Schub in den Holzquerschnitt über eine trapezförmige Stahlknagge überträgt. Somit werden zur Kraftübertragung zwei bekannte und bewährte Prinzipien genutzt – die Kopfbolzendübel sind im Stahlverbundbau zugelassene Verbindungsmittel und der Verbund zum Holz funktioniert analog zum traditionellen Versatz. Die für die Berechnung der Brücke notwendigen Verbundelement-Kennwerte Traglast und Verschiebungsmodul wurden von *Steurer* an zwei Probekörpern im Kurzzeitscherversuch ermittelt. Aufgrund der sehr geringen Probenanzahl können die angegebenen Kenndaten nicht als statistisch gesicherte Bemessungswerte angesehen werden.

In Finnland wurden im Rahmen des Nordic Timber Bridge Project umfangreiche Untersuchungen an Verbundelementen für Holz-Beton-Verbundbrücken durchgeführt [Mäkipuro u. a. 1994], [Mäkipuro u. a. 1996], [Tommola, Salokangas, Jutila 1999]. Getestet wurden einseitige, unsymmetrische Kerven, eingeleimte Stahlplatten, einsinnig geneigte sowie kreuzweise angeordnete eingeleimte Bewehrungstähe. Das umfangreiche Testprogramm beinhaltete Kurzzeit- und dynamische Scherversuche mit singulärer, schräger Scherfuge, wobei auch der Einfluss wechselnder Holzfeuchte geklärt werden sollte.

Die besten Trag- und Verformungseigenschaften zeigten schräg eingeleimte Bewehrungstäbe, sog. X-Verbinder, in Kombination mit einer formschlüssigen Kervenverbindung. Insbesondere unter dynamischer Beanspruchung erhöhte die Kerve die Steifigkeit der Gesamtverbindung und deren Resttragfähigkeit. Dieses kombinierte Verbundelement kam in der Mehrzahl der ausgeführten Pilotprojekte im Rahmen des Nordic Timber Bridge Project zum Einsatz.

Zusammenfassend kann man feststellen, dass bereits einige für den Brückenbau geeignete Verbundelemente entwickelt und in Pilotprojekten eingesetzt wurden. Bauaufsichtliche Zulassung geeigneter Verbundelemente gibt es derzeit in Deutschland ebenso wenig wie stochastisch abgesicherte Verformungs- und Tragfähigkeitskennwerte.

## 2.4 Steifigkeitsansätze nach Norm

Die statische Berechnung von Holz-Beton-Verbundbrücken nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept kann in Anlehnung an [DIN EN 1995-1-1:2005] bzw. [DIN 1052:2004] als nachgiebig verbundener Biegeträger erfolgen. Die nationale Holzbrückennorm [DIN 1074:2006] beinhaltet im Gegensatz zur deutschen Fassung der europäischen Holzbrückennorm [DIN EN 1995-2:2006] keine Angaben zur Holz-Beton-Verbundbauweise. Insbesondere sind anzusetzende Steifigkeiten und Traglasten für Verbundelemente, Berücksichtigung der Rissbildung im Beton, Einwirkungskombinationen für Ermüdungsnachweise und der Ansatz mitwirkender Plattenbreiten nicht geregelt. Einen DIN-Fachbericht, der für die Bauweisen Beton, Stahl und Stahlverbund seit Langem existiert, gibt es für Holzbrücken nicht.

Um das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken wirklichkeitsgetreu abbilden zu können, ist die realitätsnahe Erfassung der Steifigkeiten der Teilquerschnitte und Verbundelemente notwendig. Diese Steifigkeiten unterliegen neben der natürlichen materialbedingten Streuung einer Vielzahl äußerer Einflüsse, wobei sich insbesondere das differente zeit- und klimaabhängige Verhalten der Baustoffe auf die interne Schnittgrößenverteilung wesentlich auswirkt. Zur Vereinheitlichung der praktischen Berechnung werden in den Normen vereinfachte Steifigkeitsansätze vorgeschlagen, die auf der pauschalen Abminderung mit Teilsicherheitsfaktoren und Kriechbeiwerten beruhen. Die vereinfachten Ansätze sind in Tabelle 2-1 und Tabelle 2-2 zusammengestellt.

**Tabelle 2-1:** Steifigkeitsansätze für HBV-Brücken nach [DIN 1052:2004]

		Beton	Holz	Verbindungsmittel
<b>GZT</b>	$t = 0$	$\frac{E_{\text{mean,c}}}{\gamma_{M,c}}$	$\frac{E_{\text{mean,t}}}{\gamma_{M,t}}$	$\frac{2}{3} \cdot \frac{K_{\text{ser}}}{\gamma_{M,t}}$
	$t = \infty$	$\frac{E_{\text{mean,c}}}{\gamma_{M,c} \cdot 3,5}$	$\frac{E_{\text{mean,t}}}{\gamma_{M,t} \cdot (1 + k_{\text{def}})}$	$\frac{\frac{2}{3} K_{\text{ser}}}{\gamma_{M,t} \cdot \left(1 + \frac{2,5 + k_{\text{def}}}{2}\right)}$
<b>GZG</b>	$t = 0$	$E_{\text{mean,c}}$	$E_{\text{mean,t}}$	$K_{\text{ser}}$
	$t = \infty$	$\frac{E_{\text{mean,c}}}{3,5}$	$\frac{E_{\text{mean,t}}}{1 + k_{\text{def}}}$	$\frac{K_{\text{ser}}}{1 + \frac{2,5 + k_{\text{def}}}{2}}$

Bei der Ermittlung der Steifigkeitsdegradation in [DIN EN 1995-1-1:2005] ist der Beiwert  $\psi_2$  als quasi-ständiger Anteil derjenigen Einwirkung definiert, die die größte Spannung im Verhältnis zur Festigkeit hervorruft. Für ständige Einwirkungen wird dieser Anteil zu 100% gesetzt. Nach eigenen Untersuchungen liegt im Holz-Beton-Verbundbrückenbau bei üblichen Geometrieconfigurationen das Verhältnis von ständiger Last zur Gesamtlast zwischen 0,4 und 0,65. Damit ist für die meisten Fälle die ständige Einwirkung maßgebend, so dass auf der sicheren Seite liegend der Beiwert  $\psi_2 = 1,0$  anzusetzen ist und sich eine Übereinstimmung von europäischer und nationaler Norm ergibt.

Ein wesentlicher Unterschied besteht darin, dass für Brettschichtholz nach europäischer Norm ein kleinerer Teilsicherheitsbeiwert ( $\gamma_M = 1,25$ ) festgelegt ist, welcher auch für das Verbindungsmittel gilt.

Nach der deutschen Holzbaunorm [DIN 1052:2004] darf die Biegesteifigkeit von Teilquerschnitten aus Beton unter Annahme einer ungerissenen Zugzone ermittelt werden. Diese pauschale Vereinfachung ist kritisch zu bewerten, da sie unter bestimmten Geometrie- und Belastungssituationen unsichere Ergebnisse liefert. In Abschnitt 3.3.3 wird auf diese Problematik detailliert eingegangen. In der deutschen Fassung der europäischen Holzbrückennorm [DIN EN 1995-2:2006] ist die Berücksichtigung der Rissbildung im Beton für die Nachweise im GZT explizit gefordert. Als einfache

Näherung wird hierfür eine Abminderung der Steifigkeit im Zustand II auf 40% der Steifigkeit des Zustandes I vorgeschlagen.

**Tabelle 2-2:** Steifigkeitsansätze für HBV-Brücken nach [DIN EN 1995-1-1:2005] und [DIN EN 1995-2:2006]

		Beton	Holz	Verbindungsmittel
<b>GZT</b>	$t = 0$	$E_{\text{mean,c}}$	$E_{\text{mean,t}}$	$\frac{2}{3} \cdot K_{\text{ser}}$
	$t = \infty$	explizit keine Angaben	$\frac{E_{\text{mean,t}}}{1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}}$	$\frac{\frac{2}{3} K_{\text{ser}}}{1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}}$
<b>GZG</b>	$t = 0$	$E_{\text{mean,c}}$	$E_{\text{mean,t}}$	$K_{\text{ser}}$
	$t = \infty$	explizit keine Angaben	$\frac{E_{\text{mean,t}}}{1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}}$	$\frac{K_{\text{ser}}}{1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}}$

Die deutsche Fassung der europäischen Holzbau-Norm enthält explizit keine Angaben, wie das Kriechverhalten des Betons und die unterschiedlichen Kriechfaktoren von Holz und Beton bei der Berechnung des Verbundelementkriechens zu berücksichtigen sind. Endkriechzahlen der zugehörigen europäischen Beton-Norm sind geringer als der in der DIN 1052 angesetzte Wert von 3,5.

Insgesamt zeigt der Vergleich, dass in beiden Normen im Wesentlichen die gleichen vereinfachten Konzepte für die Steifigkeitsansätze verfolgt werden. Die europäische Norm lässt aufgrund differenter Teilsicherheitsfaktoren und Kriechansätze geringfügig höhere Steifigkeiten zu, wobei dieser Effekt durch Berücksichtigung des Zustandes II im Beton für den GZT wieder abgemindert wird. Ein direkter Vergleich des Sicherheitsniveaus zwischen beiden Normen ist nur am konkreten Beispiel möglich. Der zeitliche Verlauf des Kriechens der Teilquerschnitte wird in den vereinfachten Steifigkeitsansätzen beider Normen bei der Untersuchung des Langzeittragverhaltens ebenso wenig berücksichtigt, wie die Schwindverformung des Betons und die Hygroexpansion im Holz.

## 2.5 Berechnungsverfahren

### 2.5.1 Die Differentialgleichung des elastischen Verbundes

Das Tragverhalten einer Holz-Beton-Verbundbrücke lässt sich mit der Theorie des elastischen Verbundes anhand eines Differentialgleichungssystems beschreiben. Durch Aufstellung der Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen an einem infinitesimalen Trägerelement entsteht ein System gekoppelter Differentialgleichungen mit den unbekannten Weggrößen Trägerdurchbiegung und Fugenverschiebung. Mit den homogenen Lösungen der entkoppelten Differentialgleichungen und dem Ansatz der Belastungsfunktionen können die partikulären Lösungen ermittelt werden. Spezielle Lösungen des Problems werden durch Erfüllung besonderer Randbedingungen bestimmt. Voraussetzungen, Herleitung und Lösung der Differentialgleichungen für einen zweiteiligen, einfach symmetrischen Querschnitt unter verschiedenen Belastungsfunktionen finden sich u. a. in [Natterer, Hoefft 1987], [Kenel 2000] und [Schmidt 2003]. Für den praktischen Einsatz ist die exakte Lösung der Differentialgleichung aufgrund ihrer Komplexität und einschränkenden Anwendungsbedingungen nicht geeignet. Insbesondere für den Fall einer diskontinuierlichen Verbindungsmittelanordnung sind Näherungslösungen unerlässlich.

*Schelling* [Schelling 1968] gelang die Lösung der Differentialgleichung für beliebig viele Einzelquerschnitte als analytische Näherung mit Hilfe eines komplexen Fourierreihen-Ansatzes für die Belastungsfunktion.

Ein numerisches Näherungsverfahren, basierend auf der Differenzenmethode, wurde von [Timmermann, Meierhofer 1994] und [Glaser 2005] zur Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen genutzt. In dem Differenzenverfahren wird der Verbundträger in beliebig viele differentielle Abschnitte aufgeteilt, an welchen aus den Elastizitäts- und Verformungsbedingungen jeweils eine Kräftegleichgewichtsbeziehung aufgestellt wird. Aus dem entstehenden Gleichungssystem können die Normalkräfte in den Teilquerschnitten bestimmt und die anderen gesuchten Schnitt- und Verformungsgrößen abgeleitet werden. Über die Trägerlänge variierende Querschnitte und Verbundsteifigkeiten können berücksichtigt werden. Glaser gibt in [Glaser 2005] die abgeleiteten Differenzenformeln an und stellt in einem übersichtlichen Struktogramm den vollständigen Berechnungsablauf dar. Das Verfahren ist genau und transparent, aber aufgrund des hohen Programmieraufwandes bei der Erstellung und Lösung des Gleichungssystems nicht praxistauglich.

### 2.5.2 Das $\gamma$ -Verfahren

Das in der deutschen und europäischen Holzbau-Normung zur Berechnung nachgiebig verbundener Biegeträger verankerte  $\gamma$ -Verfahren basiert auf den Untersuchungen von Möhler [Möhler 1956]. Zur Ermittlung des Tragverhaltens wird in diesem Näherungsverfahren, ausgehend von der idealen Steifigkeit des starren Verbundes, eine wirksame Steifigkeit des elastischen Verbundes durch Abminderung des Steineranteiles des Trägheitsmomentes mit dem Nachgiebigkeitsfaktor  $\gamma$  zugrunde gelegt. Das  $\gamma$ -Verfahren beruht auf der Lösung der Differentialgleichung für gelenkig gelagerte Einfeldträger mit konstanten, zwei- oder dreiteiligen Querschnitten und konstanter Fugensteifigkeit unter sinusförmiger Beanspruchung. Es gilt streng nur für diesen Anwendungsfall. Die Verbindungsmittel sind daher kontinuierlich über die Trägerlänge anzuordnen, eine Abstufung der Verbindungsmittelabstände wird näherungsweise in engen Grenzen zugelassen. Für den in der Hochbaupraxis häufig auftretenden Fall der einfeldrigen Decke unter Gleichlast liefert das  $\gamma$ -Verfahren sehr genaue Ergebnisse im Vergleich zur geschlossenen Lösung. Untersuchungen von [Grosse u. a. 2003] haben jedoch gezeigt, dass für Tragwerke mit großen und/oder diskontinuierlichen Verbindungsmittelabständen die Bemessung nach dem  $\gamma$ -Verfahren nicht sicher ist.

Da im Brückenbau Punktlasten aus der Tandemachse und Zwangsschnittgrößen aus dem Langzeittragverhalten und der Temperaturbelastung zu berücksichtigen sind sowie diskontinuierliche Verbindungsmittelabstände angestrebt werden, ist das  $\gamma$ -Verfahren für die Berechnung von Holz-Beton-Verbundbrücken nicht geeignet.

### 2.5.3 Stabwerksmodelle

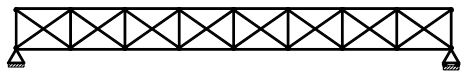
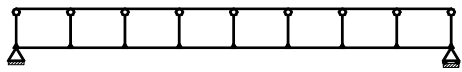
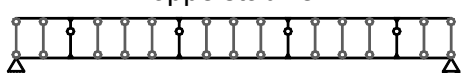

Eine einfache Möglichkeit der Berechnung von nachgiebig verbundenen Biegeträgern bietet die Modellierung des innerlich hochgradig statisch unbestimmten Systems als Stabwerk. Tabelle 2-3 gibt einen Überblick über bisher entwickelte und in Simulationen verwendete Modelle.

In den Fachwerk- und Rahmensystemen werden die Teilquerschnitte als Gurte abgebildet, während die Modellierung der Verbindungsmittel über Federsteifigkeiten bzw. fiktive Trägheitsmomente der Gurtverbindungselemente erfolgt. Affine Biegelinien in den Gurten werden über eine starre Kopplung mit Hilfe dehnstarrer Pfosten erzielt. Sämtliche Stabwerkssysteme können eine diskontinuierliche Anordnung der Verbindungsmittel abbilden. Im Vergleich zu den anderen Stabwerkssystemen bietet das Verfahren nach [Rautenstrauch u. a. 2004] den Vorteil, dass die Sprünge in den Momenten- und Normalkraftverläufen der Teilquerschnitte aus der Eintragung der Schubkraft realistisch abgebildet und dass die bemessungsrelevanten Schnittgrößen direkt ohne zusätzliche Umrechnungen ermittelt werden. Es wird daher im Kapitel 3 der vorliegenden Arbeit für die statische Berechnung von Holz-Beton-Verbundbrücken verwendet.

Von den herkömmlichen Ansätzen weicht das im Anhang D der [DIN 1052:2004] verankerte Verfahren der Schubanalogie nach [Kreuzinger 1999] inhaltlich wesentlich ab. Kreuzingers Theorie begründet sich auf die Kongruenz der Differentialgleichungen des nachgiebig verbundenen Querschnittes und eines Trägers mit Biege- und Schubverformung, bei dem die Eigenbiegesteifigkeiten der Teilquerschnitte additiv berücksichtigt werden können. Beim Verfahren der Schubanalogie er-

folgt für den Fall des ebenen Stabwerkes eine Aufteilung des Tragwerks in zwei fiktive Teilträger [Kreuzinger 2002]. Dabei werden dem Teilträger A die Eigenbiegesteifigkeiten und die Dehnsteifigkeiten der realen Teilquerschnitte zugewiesen, während der Teilträger B die Steineranteile und die Schubsteifigkeiten mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungen erhält. Nach der Ermittlung der Schnittgrößen an diesem fiktiven System werden die Schnittgrößen auf die realen Teilquerschnitte rücktransformiert. Die Einhaltung der Verträglichkeitsbedingungen bezüglich der Durchbiegung wird ebenfalls über dehnsteife Koppelstäbe realisiert. Die Schubanalogie gilt streng nur für zweiteilige bzw. doppelsymmetrische dreiteilige Querschnitte und ist somit für die Berechnung von Holz-Beton-Verbundsystemen üblicher Geometrie anwendbar.

**Tabelle 2-3:** Stabwerksysteme

System	Literatur	Berücksichtigung der Steifigkeit der Verbindungsmittel als
<b>Fachwerk</b> 	[Kneidl, Hartmann 1995]	Dehn- bzw. Federsteifigkeit der Diagonalen
<b>Vierendelrahmen</b> 	[Bergfelder 1974]	fiktives Trägheitsmoment der Pfosten
<b>Koppelstabwerk</b> 	[Rautenstrauch u. a. 2004]	fiktives Trägheitsmoment der Kragarme mit Endgelenk in der Verbundfuge
<b>Schubanalogieverfahren</b> 	[Kreuzinger 1999]	Anteil an der Schubsteifigkeit eines Teilträgers (Gurtstab)

## 2.5.4 Finite-Elemente-Modelle

Während die Berechnung mit Stabwerksmodellen vorwiegend für den praktisch tätigen Ingenieur interessant ist, bietet die Anwendung der Methode der Finiten Elemente (FE) vor allem in der Forschung auf dem Gebiet des Holz-Beton-Verbundbaues ein hohes Erkenntnispotential. FE-Modellierungen erlauben Parameteranalysen, die experimentell einen unverhältnismäßig hohen Zeit- und Kostenaufwand bedingen würden. Komplexe statische Systeme mit variablen Querschnitten, Verbindungsmittelsteifigkeiten und nichtlinearen Materialmodellen können mit Hilfe der FEM untersucht werden. Erste nichtlineare Berechnungen an Holz-Beton-Verbundsystemen mit Hilfe der FE-Methode stellten [Blaß u. a. 1995] zur Verifikation experimenteller Biegeversuche an. Für Holz und Beton wurden vereinfachte nichtlineare Materialmodelle implementiert, während der Verbund über eine nichtlineare Federkennlinie modelliert wurde. Es wurde eine gute Übereinstimmung zwischen Experiment und Berechnung erzielt.

Schmidt bildete in seiner Dissertation [Schmidt 2003] mittels FE-Berechnungen sowohl die lokalen Spannungszustände im Scherversuch als auch globale Biegeversuche an Holz-Estrich-Verbundelementen in guter Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Werten ab. Das Holz wurde dabei als ein orthotropes, elastisch-plastisches Material implementiert, während für die Estrichdeckschicht isotrope Eigenschaften und eine Drucker-Prager-Fließbedingung Berücksichtigung fanden.

Zur Nachrechnung eigener Versuche und für umfangreiche Parameterstudien nutzte *Michelfelder* [Michelfelder 2006] ebenfalls FE-Analysen. Aufgrund des in ihren Versuchen beobachteten linear-elastischen Materialverhaltens bis zum Eintritt spröden Vorholzversagens verwendete sie einfache linear-elastische Materialbeschreibungen für Holz und Beton.

Die bisher umfangreichsten Untersuchungen zur wirklichkeitsgetreuen FE-Modellierung von Holz und Beton in Verbundkonstruktionen führte *Grosse* durch [Grosse 2005]. Er entwickelte für Holz ein dreidimensional-nichtlineares Materialmodell, dessen mathematische Formulierung auf der klassischen Kontinuumsmechanik basiert. Grundlage ist die zeitunabhängige Plastizitätstheorie, bei der über das Fließkriterium, die Fließregel und die Ver- bzw. Entfestigungsvorschriften das irreversible Festigkeitsverhalten des Holzes beschrieben wird. Im konstitutiven mehrflächigen Fließkriterium sind die charakteristischen Versagensmodi von Holz durch 7 separate Fließbedingungen auf der Basis von Maximalspannungen erfasst. Für das Versagen des isotrop abgebildeten Betons wird ein singuläres Drucker-Prager-Kriterium mit 2 Fließbedingungen verwendet. Mit Hilfe dieses komplexen nichtlinearen Materialansatzes gelang es *Grosse*, beobachtete Versagensmodi aus eigenen Scherversuchen mit Flachstahlschlössern und Kerven detailliert rechnerisch zu verifizieren.

## 2.6 Untersuchungen zum Langzeittragverhalten

### 2.6.1 Experimentelle Untersuchungen

Zur Analyse des Tragverhaltens von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen unter Langzeitbeanspruchung wurden zahlreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Die in den Tabellen 2-4 und 2-5 dokumentierten Kriechfaktoren resultieren aus den experimentell ermittelten Daten der Durchbiegungen bzw. Verschiebungen und nicht aus extrapolierten Werten numerischer Simulationen. Während die Anzahl der Langzeitversuche zum Biegetragverhalten bereits relativ umfangreich ist, gibt es bisher nur wenige Scherversuche, die der separaten Ermittlung der Kriechdeformationen des Verbindungsmittels dienen. Für den Brückenbau relevant sind die in den Tabellen hervorgehobenen Untersuchungen an Kerven (vgl. [Schänzlin 2003], [Kuhlmann, Aicher, Michelfelder 2004], [Fragiacomo u. a. 2006]) und Konsolnocken (vgl. [Glaser 2005]).

**Tabelle 2-4:** Zusammenstellung von Langzeit-Biegeversuchen an Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Literatur	Verbindungsmittel	Anzahl	Zeit [a]	Klima	Kriechfaktor $k_{\text{def}} = \frac{w_{\text{fin}}}{w_{\text{el}}} - 1$
[Blaß, Romani 2002] [van der Linden 1999]	Schrauben, Nagelplatten, Betonnocke	8	6,25	im Freien überdacht (dokumentiert)	1,66-2,73
[Timmermann, Meierhofer 1993] [Kenel, Meierhofer 1998]	SFS-Schrauben	3 3	0,96 4,57	im Freien überdacht (dokumentiert)	3,13 2,5
[Capretti, Cecotti 1996]	Stabdübel	2	5	im Freien, nicht überdacht (dokumentiert)	2,45



[Höhmann, Siemers 1998]	eingeleimte Gewindestangen, Balkenschuhe	3	1,9	k. A.	0,81-1,12 2,53
[Schänzlin 2003]	<b>Kerven</b>	2	ca. 0,53	(dokumentiert)	<b>1,25-1,5</b>
[Schmidt 2003]	Schrauben	8	0,11-2,64	Innenklima (20°C, RH 50-80%)	0,38-1,11
[Bou Said, Jullien, Cecotti 2004]	eingeleimte Dübel	1	1,51	im Freien überdacht (dokumentiert)	1,16
[Fragiacomo u. a. 2006]	<b>Kerven</b>	8	0,87	Innenklima (dokumentiert)	<b>0,63</b>
[Lehmann 2004] eigene Auswertung unveröffentlicht	Flächenverbund	2	3,5	Innenklima (dokumentiert)	2,13-2,50
[Glaser 2005]	<b>Konsolnocke</b> Polymerbetonnocke	1 1	0,92	Innenklima (dokumentiert)	<b>1,65</b> 1,68

Tabelle 2-5: Zusammenstellung von Langzeit-Scherversuchen an Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Literatur	Verbindungsmittel	Anzahl	Zeit [a]	Klima	Kriechfaktor $k_{\text{def}} = \frac{V_{\text{fin}}}{V_{\text{el}}} - 1$
[Blaß u. a. 1995]	Schrauben, Nagelplatten, Betonnocke	16	0,21-0,70	Wechselklima, Klimakammer	1,0-10,0
[Kenel, Meierhofer 1998]	SFS-Schrauben	6	3,02	Innenraum/23°C, RH50%	0,64-1,07
[Kuhlmann, Aicher, Michelfelder 2004]	<b>Kerven</b>	3	1	im Freien überdacht (nicht dokumentiert)	<b>0,52-0,62</b>
[Glaser 2005]	<b>Konsolnocke</b> Polymerbetonnocke	3 3	0,92	Innenklima (dokumentiert)	<b>1,5</b> 9,2
[Amadio u. a. 2001] [Fragiacomo, Amadio, Macorini 2006]	Tecnaria-Verbinder	12	0,21/ 0,33 1,19	24°C, RH70% / RH variabel (dokumentiert)	0,35-0,60 0,10-0,55 1,22

### 2.6.2 Rechnerische Ansätze zum Langzeittragverhalten

Bei der numerischen Simulation des Langzeittragverhaltens von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wird i. d. R. auf die Modellbildung des Kurzzeittragverhaltens zurück gegriffen. Unterschiede ergeben sich neben der Modellwahl aufgrund differierender Ansätze zum Kriechverhalten der Teilquerschnitte und Verbindungsmittel. *Schänzlin* [Schänzlin 2003] und *Glaser* [Glaser 2005] verwendeten numerische Berechnungsansätze auf der Grundlage des Differenzenverfahrens, während in [Blaß u. a. 1995], [Grosse u. a. 2003], [Schmidt 2003] und [Fragiacomo u. a. 2006] die Methode der Finiten Elemente zur Beschreibung der Langzeitphänomene genutzt wurde.

*Schänzlin* [Schänzlin 2003] entwickelte eine Differentialgleichung der Fugenverschiebung am einfeldrigen Verbundträger, welche er numerisch mit Hilfe des Differenzenverfahrens löste. Aus dem Verlauf des Schlupfes über die Trägerlänge ermittelte er die Schnittgrößen und Verformungen des Verbundquerschnittes. In der Berechnung sind das Kriechen und Schwinden der Teilquerschnitte, ein nichtlineares Materialverhalten des Verbindungsmittels und das Aufreißen der Betonzugzone berücksichtigt. Neben dieser numerischen Untersuchung erweiterte er die normativen Ansätze im  $\gamma$ -Verfahren um den Einsatz effektiver Verbundkriechzahlen. Diese beinhalten eine Erhöhung der Materialkriechzahlen der Holzbau- und Betonbaunorm, wobei nach einem Näherungsverfahren die Materialkriechzahl des Betons um 100% und nach einem genaueren Verfahren diejenige für Holz um 20% und für Beton um 35% vergrößert wird. Die Berücksichtigung des Betonschwinden erfolgt über eine zusätzliche vertikale Gleichlast. Da sich damit jedoch die Normalkraft- respektive Schubkraftentwicklung im Vergleich zur Realität genau umkehrt, ist dieser Ansatz nur für eine Vordimensionierung geeignet.

*Glaser* [Glaser 2005] leitete zur Berechnung des Langzeittragverhaltens die Differentialgleichung der Längskraftänderung im Steg ab, wobei das Kriechen der Teilquerschnitte und des Verbindungsmittels, nicht aber Einflüsse aus Hygroexpansion im Holz berücksichtigt wurden. Da die vorgestellte numerische Lösung für die praktische Anwendung zu aufwendig ist, entwickelte er ein auf einer algebraischen Kriechgleichung des Betonbaus beruhendes Näherungsverfahren. Mit Hilfe dieses Ansatzes ermittelte er, ebenfalls in Ergänzung zum  $\gamma$ -Verfahren, aufwändig zu berechnende Hilfswerte für die Ermittlung additiv zu berücksichtigender Durchbiegungen und Umlagerungsschnittgrößen aus den Lastfällen Betonschwinden und Hygroexpansion des Holzes an.

Anhand der Nachrechnung eigener Versuche mit dem  $\gamma$ -Verfahren stellten *Blaß* und *Romani* [Blaß, Romani 2002] fest, dass der Steifigkeitsansatz nach Norm die in der Realität vorhandene Steifigkeit überschätzt. In Auswertung ihrer Simulationen empfahlen sie die Einführung einer vom Holz unabhängigen Kriechzahl für das Verbindungsmittel bzw. eine Anhebung der Kriechzahl für das Holz. *Schmidt* bezog in [Schmidt 2003] diese angedachte Erhöhung des Holzkriechens in seine FE-Analyse ein. Damit ermittelte er eine Zunahme der Verbinderbeanspruchung und eine Abnahme der Beanspruchung im Holz über die Zeit. Diese Erkenntnisse stehen im diametralen Gegensatz zu den Resultaten anderen Autoren ([Grosse u. a. 2003], [Schänzlin 2003]), die eine Schnittgrößenumlagerung vom Beton und den Verbindungsmitteln auf den Holzquerschnitt und damit eine Zunahme der Beanspruchungen im Holz feststellten. Diese Diskrepanz verdeutlicht, dass die exakte Erfassung des realen Kriechverhaltens der einzelnen Verbundbaustoffe in den rechnerischen Simulationen von tragfähigkeitsrelevanter Bedeutung ist. Da *Schmidt* den mechano-sorptiven Kriechanteil in seinem Modell nicht abbilden kann, ist ihm die Verifikation der eigenen Kriechversuche nicht möglich.

In [Grosse u. a. 2003] wurden Langzeitsimulationen an Deckentragwerken mit dem FE-Programm ISOBEAM [Hartnack 2005] vorgestellt. Diese Analysen berücksichtigten das nichtlineare Materialverhalten und das Kriech- und Schwindverhalten beider Teilquerschnitte ebenso wie Einflüsse aus Mechano-Sorption und Hygroexpansion. Für die praktische Berechnung von Verbundtragwerken mit dem Stabwerksmodell wurde ein vom Verhältnis der kriecherzeugenden zur Gesamtlast abhängiger Modifikationsbeiwert für die Kriechfaktoren des Normenansatzes erarbeitet, der vereinfachend die Auswirkungen aus Langzeittragverhalten erfasst.

*Fragiacomo* [Fragiacomo, Ceccotti 2006] bildete in seinen FE-Berechnungen die Verbindungsmittel über ein uniaxiales Federmodell als verschmierte Fugensteifigkeit ab. Das Kriechen des Holzes wurde - ähnlich wie bei [Hartnack 2005] - über ein generalisiertes Kelvin-Modell erfasst, welches das viskoelastische und mechano-sorptive Kriechen, sowie die Hygro- und Temperaturexpansion berücksichtigt. Mit dem numerischen Modell konnten experimentell bestimmte Durchbiegungen an

zwei Biegeträgern sehr gut approximiert werden. Die nicht diskrete Abbildung der Verbindungsmittel ist jedoch kritisch zu betrachten. In [Grosse u. a. 2003] wurde gezeigt, dass bei diskontinuierlich angeordneten Verbindungsmitteln der Ansatz einer gemittelten Fugensteifigkeit insbesondere für die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten und an den Verbindungsmitteln nichtkonservative Ergebnisse liefern kann. *Frangi* leitete für die praktische Anwendung ebenfalls einen vereinfachten Berechnungsansatz ab, welcher auf der Superposition der Anteile aus viskoelastischem Kriechen, Betonschwinden und nichtlinearen Dehnungsanteilen aus Temperatur- und Feuchtevariationen beruht.

Da mit dem FE-Programm ISOBEAM nichtlineares Materialverhalten und die Krieeffekte der Teilquerschnitte und des Verbindungsmittels realitätsnah abgebildet und Mechano-Sorption und Hygroexpansion berücksichtigt werden können, wird dieses Programm für die eigenen Parameterstudien (Kapitel 4) verwendet.

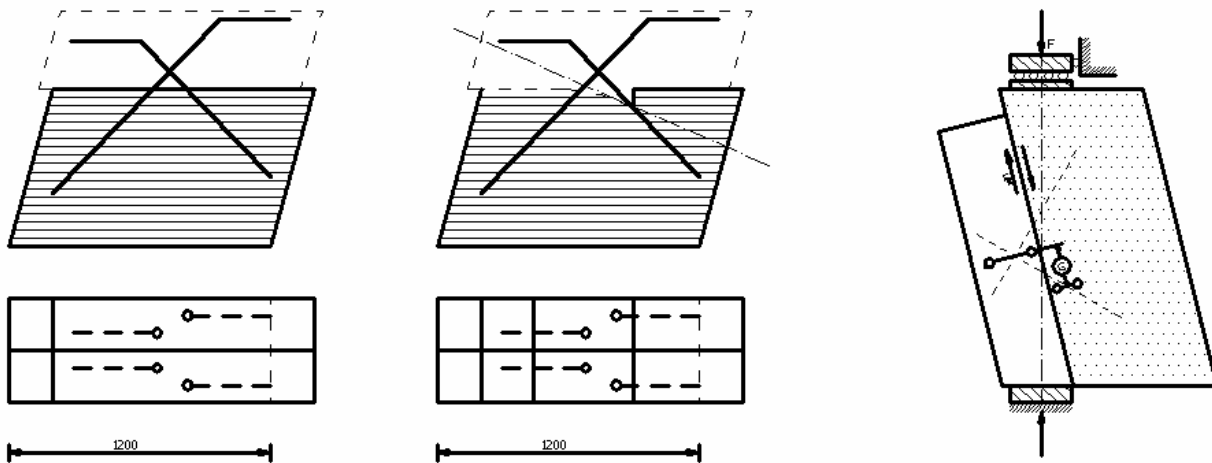
## 2.7 Untersuchungen zum Verhalten unter dynamischer Beanspruchung

Da sich die Holz-Beton-Verbundbauweise in den vergangenen Jahren vorwiegend auf dem Hochbausektor entwickelte, gibt es nur sehr wenige Untersuchungen zum Verhalten dieser Hybridkonstruktionen unter dynamischer Beanspruchung.

Bezüglich zyklischer Belastungen berichteten [Fontana, Frangi 2000], [Schmidt 2003] und [Rautenstrauch, Döhner 2007] über Biegeversuche an Deckenelementen. *Fontana* und *Frangi* beanspruchten sechs großformatige Deckenelemente mit Kernen mit 1000 – 3250 Lastwechseln im Gebrauchslastbereich. *Schmidt* vergrößerte an drei kleinformatigen Biegebalken mit Sechskantholzschauben und Geka-Dübeln die Anzahl der Lastwechsel auf 220000. In [Rautenstrauch, Döhner 2007] wurden zehn Deckenplatten aus Brettstapeln mit Anhydritdeckschicht im Flächenverbund niederzyklisch mit bis zu 2000 Lastwechseln belastet. Durch die gewählte Belastungsgeschichte konnte die im Laufe einer 80jährigen Deckennutzungsdauer eintretende Schädigung infolge intermittierende Verkehrslastanteile im Hochbau zeitlich verkürzt abgebildet werden. Für alle drei untersuchten Verbundsysteme wurden keine nennenswerten Steifigkeits- oder Traglastverluste infolge der aufgetragenen Schwellbeanspruchung festgestellt. Erkenntnisse über Schädigungen der untersuchten Verbundelemente in Brückentragwerken können daraus nicht abgeleitet werden.

Forschungen zum Ermüdungstragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen unter den dynamischen Lasten des Brückenbaus sind nur aus Finnland und Amerika bekannt. Biegeversuche wurden in [Baldock, McCullough 1941] und [Weaver, Davids, Dagher 2004] veröffentlicht. *Baldock* und *McCullough* testeten 5 Biegebalken mit verschiedenen Verbundelementen unter 20 Lastzyklen. Die dynamische Belastung beeinträchtigte das Tragverhalten der Verbundkörper unwesentlich, wobei die aus heutiger Sicht geringe Lastwechselzahl bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden muss. Es entstanden zwar plastische Deformationen durch Druckstauchungen des Holzes im Bereich der Verbundelemente, aber der resultierende Schlupf war gering und konvergierte bereits nach wenigen Belastungen. Die dynamisch beanspruchten Versuchskörper zeigten keine Verringerung der Bruchlasten. In [Weaver, Davids, Dagher 2004] wurden 2 Holz-Beton-Verbundbalken mit faserverstärkter Holzzugzone unter 2 Mio. Lastwechseln getestet. Als Verbindungsmittel kamen orthogonal angeordnete Stabdübel zum Einsatz. Die gewählte Amplitude der Schwelllastzyklen sollte die aus realen Straßenverkehrslasten an den Verbundelementen rechnerisch auftretende Schubkraftvarianz abdecken. Die Mittendurchbiegung der Balken zeigte nach einem Anstieg bis ca. 200000 Lastwechsel eine schnelle Konvergenz. Anhand der Last-Verschiebungskurven der Bruchversuche konnte eine hohe Steifigkeit der Verbundkonstruktion nachgewiesen werden. Vergleichswerte mit kurzzeitbelasteten Trägern existierten nicht.

Scherversuche wurden bisher in [Mäkipuro u. a. 1996], [Tommola, Salokangas, Jutila 1999] und [Weaver, Davids, Dagher 2004] veröffentlicht.



**Abbildung 2-5:** Scherversuche nach [Tommola, Salokangas, Jutila 1999] – Versuchskörper mit X-Verbinder (links), X-Verbinder mit Kerve (Mitte) und Versuchsaufbau (rechts)

Während *Mäkipuro u. a.* über Schwelllastversuche an 3 verschiedenen Verbundelementen bis zum Bruch berichteten, erfolgten in [Tommola, Salokangas, Jutila 1999] vier Scherversuche mit mindestens 1 Mio. Lastwechsel im Gebrauchslastbereich (Abbildung 2-5). Dabei zeigte sich, dass die Steifigkeit stabförmiger Verbundelemente unter dynamischer Belastung durch zusätzliche Ausbildung einer formschlüssigen Geometrie wesentlich erhöht kann.

In [Weaver, Davids, Dagher 2006] wurden im Holz orthogonal eingeleimte Stahldübel  $\varnothing 25$  mm im Push-Out-Versuch unter 2 Mio. Lastwechseln getestet. Da der bei den Versuchen innen liegende Beton schon frühzeitig riss, wurde an den drei Versuchskörpern eine Querverspannung angebracht, weshalb die Gesamtaussagekraft dieser Versuche kritisch zu bewerten ist. Neben den durchgeführten Versuchen berichteten diese Autoren auch als einzige bisher über rechnerische Verifikationen zu dynamischen Versuchen. Bei der Nachrechnung der Biegeversuche wurde die Steifigkeit des Verbindungsmittels entsprechend den Bruchlast-Verschiebungskurven der Scherversuche abgemindert. Berechnungen an Holz-Beton-Verbundsystemen unter dynamischer Beanspruchung, basierend auf Schädigungshypothesen, sind nicht bekannt.

Insgesamt muss festgestellt werden, dass auf Basis der sehr geringen Anzahl experimenteller Untersuchungen (7 Biege- und 10 Scherversuche) nur ansatzweise Aussagen zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern unter den dynamischen Lasten des Brückenbaus möglich sind. Zudem gibt es bisher keine normativen Hinweise, mit welchen Lastregimen, Amplituden und Lastwechselzahlen die an realen Hybridbrücken auftretenden Lasten experimentell abgebildet werden können.

## 2.8 Zusammenfassung und Ableitung des Forschungsbedarfes

Die Holz-Beton-Verbundbauweise ist im Hochbau eine anerkannte und eingeführte Bauweise. In den vergangenen 25 Jahren gab es eine Vielzahl von Forschungsanstrengungen auf diesem Gebiet, die auf der technisch-konstruktiven Seite zur Entwicklung von Verbundsystemen und auf der statisch-analytischen Seite zur Entwicklung von Berechnungsalgorithmen führten. Zahlreiche ausgeführte Bauwerke mit Holz-Beton-Verbunddecken beweisen die Leistungsfähigkeit dieser Hybridbauweise im Hochbau.

Eine einfache Übertragung der Erkenntnisse aus der Anwendung der Holz-Beton-Verbundbauweise im Hochbau auf den Brückenbau ist nicht möglich. Höhere Lasten mit singulären Extrema, größere Stützweiten, dynamische Beanspruchungen und eine deutlich größere Varianz der klimatischen Randbedingungen verhindern eine einfache Adaption. Zudem besitzen die für den Hochbau in Deutschland zugelassenen Verbindungsmittel für die Anwendung im Brückenbau zu geringe Steifigkeiten und Traglasten.

Um die Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau voran zu bringen, sind mit- hin einerseits rechnerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz- Beton-Verbundkonstruktionen unter den speziellen Lasten und Randbedingungen des Brücken- baues notwendig. Zum anderen ist die Entwicklung geeigneter Verbundelemente für den Brücken- bau erforderlich. Obwohl international bereits einige imposante Holz-Beton-Verbundbrücken errich- tet wurden, sind keine systematischen Untersuchungen an Verbundelementen bekannt, die gleich- zeitig das Langzeittragverhalten und das Verhalten unter dynamischer Beanspruchung berücksich- tigen.

Zur Klärung dieser offenen Problempunkte soll die vorliegende Arbeit beitragen. Ein Schwerpunkt liegt dabei auf der Analyse des Kurzzeit-, Langzeit- und Ermüdungsverhaltens von Holz-Beton- Verbundbrücken mit Hilfe von Parameterstudien. Für diese Studien wird das Stabwerksmodell nach [Rautenstrauch u. a. 2004] verwendet, da dieses Modell praxistauglich ist und bei der Viel- zahl der variablen Parameter Übersichtlichkeit gewährleistet. Detaillierte Untersuchungen zum unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhalten von Holz und Beton unter den besonderen klimatischen Randbedingungen des Brückenbaus erfolgen im Weiteren unter Nutzung des Pro- gramms ISOBEAM [Hartnack 2005]. Damit werden in den Langzeitsimulationen nichtlineares Ma- terialverhalten sowie die Kriecheffekte der Teilquerschnitte und des Verbindungsmittels einschließ- lich Mechano-Sorption und Hygroexpansion realitätsnah abgebildet. Systematische experimentelle Untersuchung an geeigneten Verbundelementen, welche das Tragverhalten unter Kurzzeit-, Lang- zeit- und dynamischer Beanspruchung einschließen, bilden den zweiten Schwerpunkt der vorlie- genden Arbeit. Vertiefende experimentelle und rechnerische Analysen an einem ausgewählten Verbundelement erweitern in einem dritten Schwerpunkt das Erkenntnispotential zum Tragverhal- ten der Verbundfuge.

---

### 3 Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken unter Berücksichtigung der Steifigkeitsansätze nach DIN 1052

#### 3.1 Motivation

Um die Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau etablieren zu können, ist die Entwicklung von Konstruktionsrichtlinien und Kennwerten zur Querschnittsdimensionierung, wie sie für Beton-, Stahl- und Verbundbrücken existieren, notwendig. Mit Hilfe einer Parameterstudie werden die Einflüsse verschiedener Steifigkeitsparameter auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit einer Holz-Beton-Verbundbrücke quantifiziert und Vorschläge für eine praxisgerechte Vordimensionierung einer Hybridbrücke erarbeitet. Im Ergebnis der Studie ist es möglich, für eine zu überbrückende Stützweite die erforderliche Konstruktionshöhe zu ermitteln und eine geeignete Materialauswahl für den Beton, das Holz und das Verbindungsmittel zu treffen.

#### 3.2 Geometrie und Parameterumfang

Die Anwendung der Holz-Beton-Verbundbauweise ist besonders für die Errichtung von Einfeldbrücken interessant, da bei diesen der Beton in der Druckzone und das Holz in der Zugzone des Verbundquerschnittes liegen. In dieser Konfiguration werden beide Materialien entsprechend ihrer positiven Festigkeitseigenschaften beansprucht.

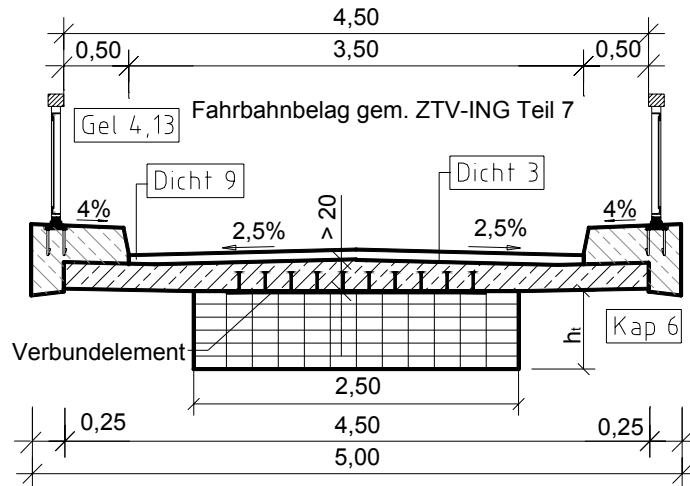
Als Querschnittstypen sind prinzipiell Platten und ein- bzw. mehrstegige Plattenbalken denkbar. Aufgrund der in der [ZTV-ING:2003] konstruktiv festgelegten Mindestdicke der Betonplatte von 20 cm und dem Ansatz eines sinnvollen Steifigkeitsverhältnisses zwischen den Teilquerschnitten beschränkt sich der Einsatz des Plattenquerschnittes auf kurze Spannweiten bis etwa 10 m. In diesem Bereich sind Holz-Beton-Verbundkonstruktionen allerdings weder ökologisch noch ökonomisch gegenüber reinen Betonkonstruktionen konkurrenzfähig. Als Querschnittstyp für die Parameteruntersuchung wird daher die Plattenbalkenbrücke festgelegt. Holz-Beton-Verbundkonstruktionen werden im Folgenden zur Überführung ein- und zweispuriger Straßen konzipiert. Eine prinzipielle Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf mehrspurige Straßenüberführungen ist möglich. Ebenso ist eine Anwendung für Fußgängerbrücken denkbar [Glaser 2005]. Es wird jedoch eingeschätzt, dass im Allgemeinen der Holzquerschnitt allein in der Lage ist, die Lasten aus Fußgänger- und Radverkehr abzutragen. Dem Vorteil des konstruktiven Holzschutzes, den die Betonplatte dem Holzträger in Holz-Beton-Verbundbrücken bietet, steht bei Fußgängerbrücken der Nachteil des vergleichsweise hohen Betoneigengewichtes entgegen. Unter Beachtung der Nutzungsdauer und der im Vergleich zu Straßenbrücken deutlich geringeren Kosten bei Erneuerung eines Holzüberbaues wird die Holz-Beton-Verbundbauweise für Fußgängerbrücken nicht favorisiert. Reine Holzbrücken sind für diesen Anwendungsbereich preiswerter, wirtschaftlicher und ökologischer.

Resultierend aus diesen Überlegungen werden für die Parameterstudie Überbaugeometrien nach Abbildung 3-1 und Abbildung 3-2 als repräsentative Querschnitte zur Überführung ein- und zweispuriger Straßen festgelegt.

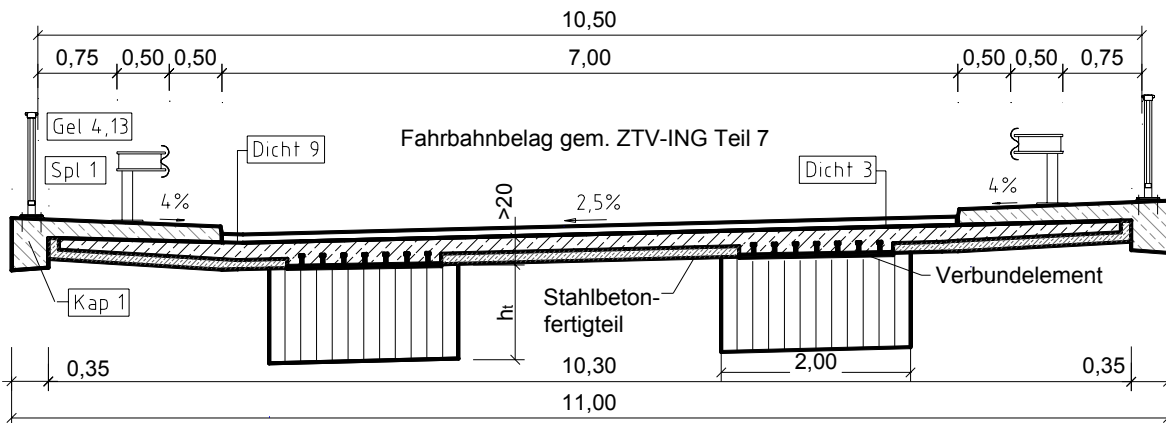
Die Breiten der Blockträger in den Querschnitten der Überbauvarianten werden in Anlehnung an die aus dem Stahlbetonbau bekannten Querschnittsgeometrien für Plattenbalkenbrücken gewählt. Im Rahmen der Studie sind die Breiten der Teilquerschnitte Konstanten.

Die Parameterstudie erfolgt für einen Stützweitenbereich von 10 – 30 m in Abstufungen von 5 m. Während die untere Grenze aus den bereits erläuterten wirtschaftlichen Überlegungen resultiert, ergibt sich die obere Grenze aus dem Materialverhalten der beteiligten Baustoffe. Da Holz und Beton unterschiedliche Temperaturendeckungskoeffizienten haben, entstehen unter Temperaturbelastung aus den unterschiedlichen Normalkräften in den Teilquerschnitten hohe Schubkräfte in

der Verbundfuge. Es wird eingeschätzt, dass diese Schubkräfte für Bauwerke mit Stützweiten bis ca. 30 m wirtschaftlich übertragen werden können.



**Abbildung 3-1:** Überbauvariante 1 (ÜV1): Einstegiger Plattenbalkenquerschnitt zur Überführung eines einspurigen Wirtschaftsweges



**Abbildung 3-2:** Überbauvariante 2 (ÜV2): Zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt zur Überführung einer zweispurigen Straße (Regelquerschnitt RQ 9,5 nach [RAS-Q:1996])

Der Parameterumfang für den Steifigkeitsansatz der Verbundfuge, der das Tragverhalten der Hybridbrücke entscheidend beeinflusst, wurde in Auswertung vorhandener Versuchsergebnisse gewählt (vgl. Abschnitt 2.3), jedoch bewusst nicht auf eine spezielle Verbundkonstruktion festgelegt. Aus den Ergebniskurven der Studie können für Verschiebungsmoduln spezieller Verbundelemente die erforderlichen Konstruktionshöhen ermittelt bzw. unter Vorgabe der Konstruktionshöhen erforderliche Verbundelementsteifigkeiten bestimmt werden.

Die Berechnung setzt eine lineare Abhängigkeit der Verbundelementkenngrößen von der Einbaubreite voraus. Anhand der Stützweite von 15 m wird zunächst eine sehr große Verschiebungsmodulvarianz untersucht, die die theoretischen Grenzwerte des nicht verbundenen und des starr verbundenen Querschnittes einschließt. Die maximal übertragbare Verbundelementsteifigkeit wird von der Tragfähigkeit der Verbundelemente und der Teilquerschnitte am Fugenrand bestimmt. Der Ansatz zu hoher Verschiebungsmoduln bewirkt ein unzulässiges Anwachsen der Schubbeanspruchung in der Verbundfuge mit Überschreitung der Bruchscherfestigkeiten von Holz und Beton. Für die Stützweiten 10 m und 20-30 m wird daher nur der praxisrelevante Parameterumfang der Verbundelementsteifigkeit analysiert (vgl. Anhang A, Tabelle A-1).

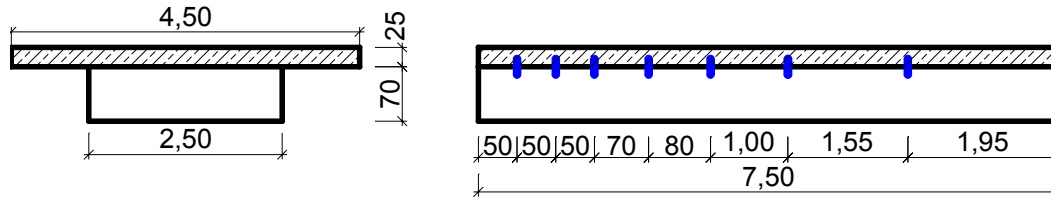
Entsprechend der Querkraftlinie unter ständigen Lasten und der Belastung aus der gleichmäßig verteilten Verkehrslast wird für jede Stützweite der Verbindungsmittelabstand abgestuft, um eine annähernd gleiche Auslastung der Verbundelemente zu erreichen (Abbildung 3-3 und Abbildung



A-1). Um den wirtschaftlichen Nutzen der diskontinuierlichen Anordnung der Verbundelemente nachzuweisen, erfolgen vergleichende Untersuchungen an Brücken mit Stützweiten von 15 und 20 m mit äquidistanten Verbindungsmittelabständen.

Bezeichnungskonvention einer Berechnungskonfiguration:

15,70,25,250 = Stützweite  $L$  [m], Holzhöhe  $h_t$  [cm], Betonhöhe  $h_c$  [cm], Verschiebungsmodul  $K_{ser}$  [kN/mm/m]



**Abbildung 3-3:** Geometrie der Plattenbalken mit Bezeichnungskonvention am Beispiel der Stützweite 15 m

Mit der Wahl der untersuchten Materialqualitäten für die Teilquerschnitte wird der baupraktisch relevante Parameterbereich abgedeckt. Während für das Holz sämtliche Festigkeitsklassen der [DIN 1052:2004] berücksichtigt werden, konzentriert sich die Untersuchung der Betonqualität auf mittlere Festigkeitsklassen. In der [ZTV-ING:2003] werden Betonqualitäten von mindestens C30/37 für Brückenüberbauten gefordert. Der Einsatz von Beton deutlich höherer Festigkeit ist unter Beachtung der vorgegebenen Überbaugeometrien nicht sinnvoll, da dann die Steifigkeitsverhältnisse der Elastizitätsmoduln in den Teilquerschnitten zu stark differieren.

Im Rahmen der Parameterstudie werden zunächst unter Ansatz konstanter Materialparameter der Teilquerschnitte (C30/37 und GL32h) für sämtliche Stützweiten und Verschiebungsmoduln optimierte Konstruktionshöhen bestimmt (Abbildung A-1). Für die Überbauvariante 2 ergeben sich dabei größere Holzhöhen aufgrund der erhöhten Verkehrslasten infolge der zweiten Tandemachse und der geringeren Querschnittsbreiten eines Hauptträgers, die eine geringere Steifigkeit des Verbindungsmittels bedingen. Für diese Querschnittsgeometrien erfolgt die Analyse unter Varianz der Verbundelementsteifigkeiten, der Beton- und Holzfestigkeitsklassen. Weiterhin wird im Rahmen der Parameterstudie innerhalb einer Stützweite bei konstanter Betonhöhe eine Optimierung der Holzhöhe mit dem Ziel der vollständigen Ausnutzung der Steifigkeits- und/oder Festigkeitseigenschaften des Holzquerschnittes vorgenommen. Abbildung 3-4 fasst die Parametervarianz und die Analyseziele zusammen.

Variablen der Parameterstudie	Überbauvariante 1	Überbauvariante 2
	Stützweiten [m]: 10 / 15 / 20 / 25 / 30	
	Verbundelementsteifigkeit [kN/mm/m]: 0 / 5 / 50 / 125 / 250 / 500 / 1000 / 2000 / $\infty$	Verbundelementsteifigkeit [kN/mm/m]: 0 / 5 / 50 / 125 / 250 / 1000
	Betonfestigkeitsklassen: C25/30 / C30/37 / C35/45	Verbundelementanordnung: diskontinuierlich / äquidistant
	Holzfestigkeitsklassen: GL24h / GL28h / GL32h / GL36h	
Ziele	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Ermittlung des Einflusses der Variablen auf die Schnittgrößenverläufe und die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit</li> <li>2. Optimierung der Holzhöhen</li> </ol>	

**Abbildung 3-4:** Parametervarianz und Zieldefinition der Studie

### 3.3 Modellbildung

#### 3.3.1 Stabwerksmodell

Die Parameterstudie wird an dem in Abschnitt 2.5.3 vorgestellten Stabwerksmodell (Abbildung 3-5) nach [Rautenstrauch u. a. 2004] durchgeführt.

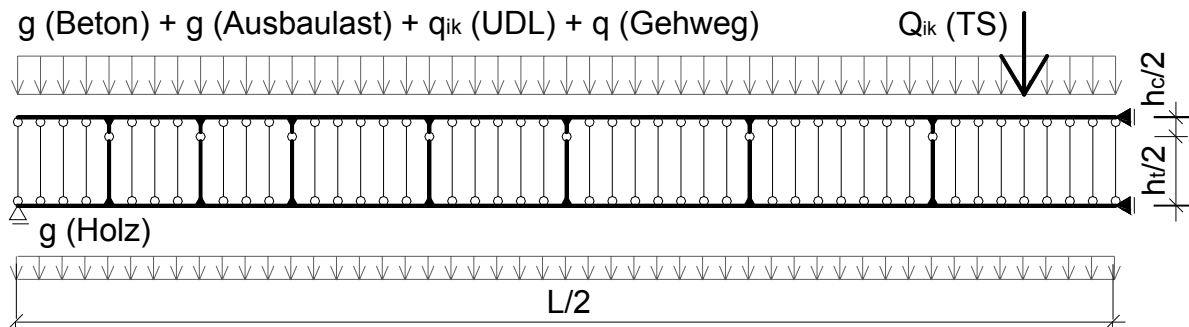
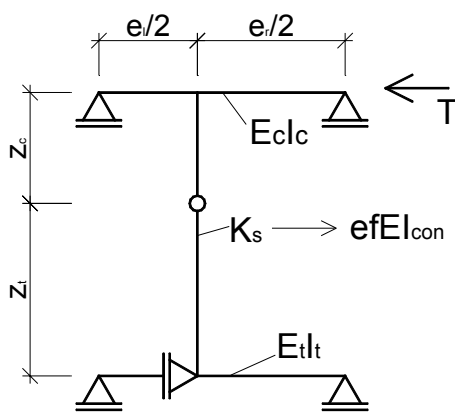


Abbildung 3-5: Stabwerksmodell zur Berechnung einer Holz-Beton-Verbundbrücke

Stabelemente in der jeweiligen Querschnittsachse der Teilquerschnitte simulieren die Betonplatte und die hölzernen Hauptträger. Durch Kopplung dieser beiden Stabzüge mit Pendelstäben an diskreten Punkten wird die gleiche Verformung von Holz und Beton erzwungen. Die Modellierung der Verbundelemente erfolgt durch orthogonal zu den Achsen der Holz- und Betonelemente angeordnete Kragstäbe mit Endgelenk in der Verbundfuge. Diesen Stäben wird eine Ersatzbiegesteifigkeit zugewiesen, welche vom Verschiebungsmodul der Verbundelemente und den Biegesteifigkeiten der Holz- und Betonstabzüge abhängig ist (Abbildung 3-6).



$$efEI_{con} = \frac{z_c^3 + z_t^3}{\frac{3}{K_s} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r)^2} \cdot \left( \frac{z_c^2}{E_c \cdot I_c} + \frac{z_t^2}{E_t \cdot I_t} \right)}$$

mit

$K_s$  Verschiebungsmodul des Verbundelementes

$efEI_{con}$  effektive Ersatzbiegesteifigkeit der das Verbundelement symbolisierenden Kragstäbe

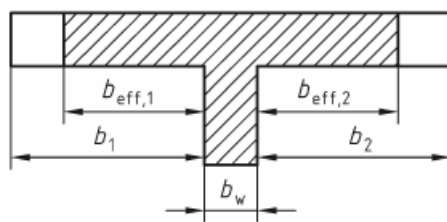
Abbildung 3-6: Modellierung der Verbindungsmittel mit Angabe der Ersatzbiegesteifigkeit

Im Gegensatz zum Berechnungsansatz des  $\gamma$ -Verfahrens ermöglicht dieses Stabwerksmodell eine beliebige Anordnung der Verbundelemente, die Berücksichtigung von Einzel- und Temperaturlasten und die Abbildung der an den Verbundstellen durch die exzentrische Schubkrafteintragung entstehenden Normalkraft- und Momentensprünge.

Der Ansatz der Steifigkeitskennwerte der Teilquerschnitte und Verbundelemente erfolgt getrennt für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit im Anfangs- und Endzustand nach den Vorgaben der [DIN 1052:2004] (vgl. Tabelle 2-1).

### 3.3.2 Mitwirkende Plattenbreiten

Da in dem Berechnungsmodell die Teilquerschnitte als Stabzüge diskretisiert werden, ist die Ermittlung der mitwirkenden Breite der Betonplatte erforderlich. Die mitwirkende Plattenbreite hängt von der Geometrie und Steifigkeit der Gurte und des Steges, von der Art und Anordnung der Belastung, von der Stützweite und dem statischen System sowie von den Lagerungsbedingungen in Querrichtung ab. Während die [DIN 1052:2004] und [DIN 1074:2006] keine Angaben zu anzusetzenden mitwirkenden Plattenbreiten enthalten, verweist die europäische Norm [DIN EN 1995-2:2006] auf die zugehörige Betonnorm EC2. Die darin angegebenen Grenzwerte entsprechen denen des [DIN FB 102:2003] (Abbildung 3-7).



$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$\text{mit } b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot L_0 \leq 0,2 \cdot L_0 \leq b_i$$

$L_0$  wirksame Stützweite

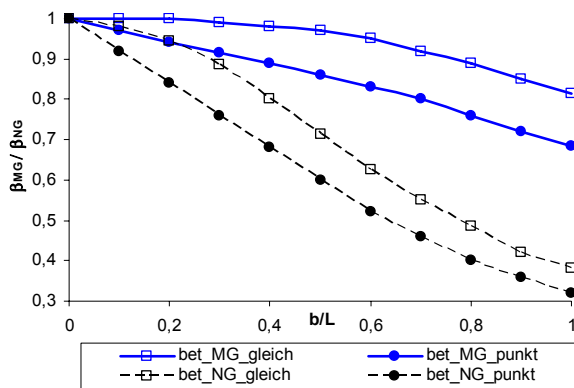
$b_i$  tatsächlich vorhandene Gurtbreite

**Abbildung 3-7:** Ansatz der mitwirkenden Plattenbreite nach [DIN FB 102:2003]

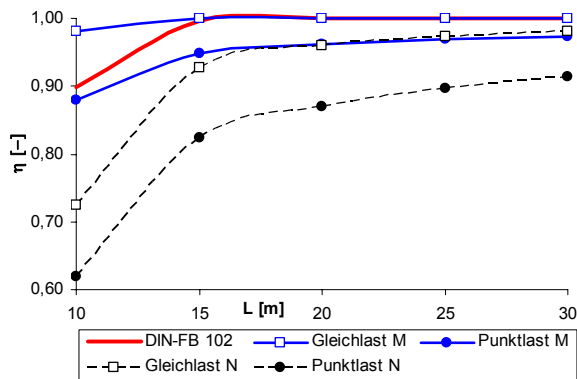
Spezielle Untersuchungen zum Ansatz mitwirkender Plattenbreiten in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen finden sich in [Natterer, Hoefft 1987]. In Auswertung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes geben die Autoren Abminderungsfaktoren zur Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite als Funktion der Schubflusszahl  $\lambda$  an, wodurch die Biege- und Dehnsteifigkeiten der Teilquerschnitte und die Verbundsteifigkeit in die Berechnung eingehen. Für ein Verhältnis von Hauptträgerabstand zu Stützweite  $b/L$  von 0,05 ... 0,3 wurden aus der genauen Lösung der Differentialgleichung regressiv Näherungsfunktionen entwickelt (Tabelle 3-1). Für größere Verhältnisse verringert sich der Abminderungsfaktor deutlich, weshalb diese Gleichungen für die Parameterstudie im Stützweitenbereich bis 15 m nur eine auf der unsicheren Seite liegende Näherung darstellen. Die in Abbildung 3-9 dargestellten Werte für 10 m basieren daher auf der genauen Lösung, die in [Natterer, Hoefft 1987] grafisch aufbereitet ist (Abbildung 3-8). Aufgrund des großen Einflusses der Belastungsart auf die mitwirkende Breite werden die Abminderungsfaktoren getrennt für Gleichstrecken- und Punktlast bestimmt.

**Tabelle 3-1:** Abminderungsfaktoren  $\beta_{\text{MG}}$  und  $\beta_{\text{NG}}$  nach [Natterer, Hoefft 1987]

Art der Belastung	$\beta_{\text{MG}}$ infolge Momentenbelastung	$\beta_{\text{NG}}$ infolge Normalkraftbelastung
Gleichstreckenlast	1	$1 - 1,4 \cdot \left(\frac{b}{L}\right)^2 \cdot \frac{\lambda}{(1+\lambda)}$
Punktlast in Feldmitte	$1 - 0,25 \cdot \left(\frac{b}{L}\right) \cdot \frac{\lambda}{(1+\lambda)}$	$1 - 1,4 \cdot \left(\frac{b}{L}\right)^2 \cdot \frac{1}{(1+\lambda)} - 0,8 \cdot \left(\frac{b}{L}\right) \cdot \frac{\lambda}{(1+\lambda)}$
mit		
$\lambda^2 = B^2 \cdot L^2$		
$B^2 = \frac{(E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2) \cdot k}{E_1 \cdot A_1 \cdot E_2 \cdot A_2} + \frac{k \cdot e^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}$		
$k = \frac{K}{e'}$		
$\lambda$ Schubflusszahl		
$K$ Einzelschubfedersteifigkeit		
$e'$ Verbindungsmittelabstand		



**Abbildung 3-8:** Abminderungsfaktoren  $\beta_{MG}$  und  $\beta_{NG}$  in Abhängigkeit von  $b/L$  nach [Natterer, Hoefft 1987]



**Abbildung 3-9:** Verhältniswerte  $\eta = b_{eff}/b$  der mitwirkenden Plattenbreite in Abhängigkeit der Stützweite  $L$

In Abbildung 3-9 sind die nach [DIN FB 102:2003] und nach [Natterer, Hoefft 1987] ermittelten Abminderungsfaktoren für die mitwirkende Plattenbreite der Überbauvariante 2 einander gegenübergestellt. Es ist erkennbar, dass für die gewählte Querschnittsgeometrie der Ansatz des DIN-Fachberichtes für Stützweiten  $\geq 15$  m mit der genauen Lösung für reine Momentenbeanspruchung aus Gleichlast identisch ist. Für kleinere Stützweiten liegt er auf der sicheren Seite und entspricht überschlägig dem Wert für die Momentenbeanspruchung aus Punktlast. Da die Punktlasten des Brückenbaues in den globalen Nachweisen nicht als Einzellast, sondern immer als fiktive Doppelachsen angesetzt werden, welche ein real deutlich längeres Fahrzeug mit entsprechender Lastverteilung repräsentieren, ist der Ansatz der Abminderungsbeiwerte für Gleichlast innerhalb der Parameterstudie hinreichend genau. Unter punktueller Normalkraftbeanspruchung reduziert sich die mitwirkende Breite der Betonplatte bei kleineren Stützweiten deutlich. Diese Belastungsart ist allerdings für die Parameterstudie praktisch nicht relevant.

Als Ergebnis dieser Voruntersuchung wird mit hinreichender Genauigkeit und in Übereinstimmung mit [DIN EN 1995-2:2006] die Betonnorm [DIN FB 102:2003] zur Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite für alle Einwirkungen im Rahmen der Parameterstudie herangezogen.

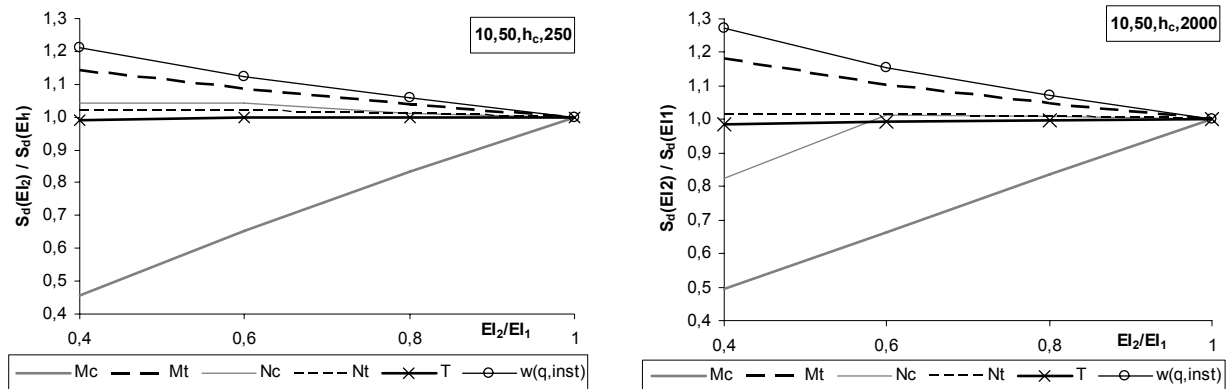
### 3.3.3 Rissbildung im Beton

Die Spannungsverteilung über den Querschnitt eines Holz-Beton-Verbundträgers wird durch die Steifigkeitsverhältnisse der Teilquerschnitte und durch die Wirksamkeit des Schubverbundes beeinflusst. Eine überwiegende Momentenbeanspruchung im Betonquerschnitt, resultierend aus geringer Holz- und Verbindungsmittel- oder hoher Betonsteifigkeit, kann zur Rissbildung führen. Beim Übergang des Betons in den gerissenen Zustand II verringert sich dessen wirksame Biegesteifigkeit entscheidend. Im Folgenden wird der Einfluss der Rissbildung auf die Tragfähigkeit der Verbundbrücken diskutiert.

Ein Vergleich der Ansätze zur Berücksichtigung der Betonrissbildung in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen in den Holzbaunormen zeigt deutliche Diskrepanzen. Die [DIN 1052:2004] erlaubt einerseits die Ermittlung der Biegesteifigkeit des Betons unter Annahme einer ungerissenen Zugzone. Diese pauschale Vereinfachung unabhängig von zugrunde liegenden Geometrien und Steifigkeitskennwerten ist insbesondere bei der Anwendung im Brückenbau kritisch zu hinterfragen. Ein deutlich konservativer Ansatz nach [DIN EN 1995-2:2006] empfiehlt andererseits ohne genaueren Nachweis die Abminderung der Biegesteifigkeit im Zustand II auf 40% der Biegesteifigkeit des ungerissenen Querschnittes. Alternativ sind genauere Untersuchungen unter Einbeziehung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zulässig.

Die im Folgenden dargestellten eigenen Voruntersuchungen erfolgen mit dem Ziel der Quantifizierung des Einflusses der Rissbildung auf die Bemessungsschnittgrößen des Verbundquerschnittes unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug. Zudem ist zu klären, ob der vereinfachte Ansatz einer konstanten Betonbiegesteifigkeit über die Trägerlänge die realen Steifigkeiten im Rahmen der Parameterstudie hinreichend genau abbildet.

Die Analyse des Einflusses der Rissbildung auf die Bemessungsschnittgrößen (Abbildung 3-10) zeigt, dass sich eine Abminderung der Biegesteifigkeit des Betonquerschnittes auf die in [DIN EN 1995-2:2006] vorgeschlagenen 40% der Steifigkeit des Zustandes I nur auf die Biegemomente und Durchbiegungen entscheidend auswirkt. Erwartungsgemäß sinkt der Momentenanteil im Beton mit Zunahme der Ausprägung des Zustandes II deutlich.

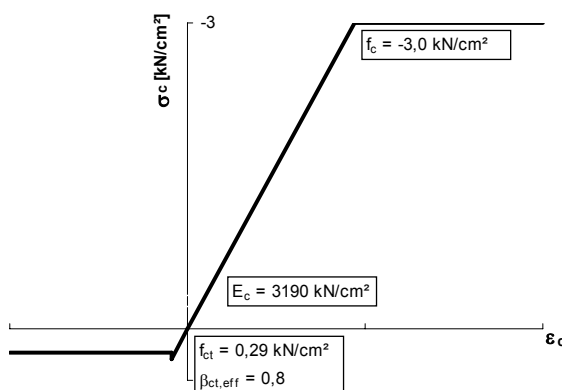


**Abbildung 3-10:** Einfluss der Abnahme der Betonsteifigkeit durch Rissbildung auf die Schnittgrößenverteilung am Verbundquerschnitt für verschiedene Verbundelementsteifigkeiten

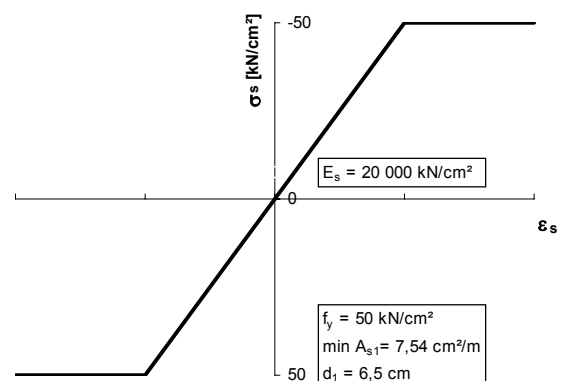
Bei nichtlinearem Materialverhalten lassen sich die Dehnungen und Spannungen über den Stabquerschnitt nicht elementar ermitteln. Zur Bestimmung der realen Biegesteifigkeit wird der tatsächliche Spannungs- und Dehnungsverlauf im Betongurt anhand eines Schichtenmodells [Raue, Timmler 2004] analysiert. Die für diese Untersuchungen maßgebenden Schnittgrößen am Beton-Teilquerschnitt resultieren aus einer Vorbetrachtung am Verbundquerschnitt unter Ansatz der für den Betonquerschnitt ungünstigsten Steifigkeitsverhältnisse. Die Kombination aus minimierter Holzhöhe und geringster Verbundsteifigkeit bewirkt den größtmöglichen Steifigkeitsabfall im Beton infolge Rissbildung, da diese Kombination die größte Momentenbeanspruchung im Beton hervorruft.

Das Schichtenmodell nach [Raue, Timmler 2004], mit dem abhängig von vorgegebenen Geometrie- und Materialparametern unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung Spannungs- und Dehnungsverteilungen in beliebiger Höhe eines Betonquerschnittes ermittelt werden können, setzt die Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnittes und einen starren Verbund zwischen Beton und Bewehrung voraus. Beide Voraussetzungen sind für den Betonteilquerschnitt des Verbundüberbaues eingehalten.

Bei einachsiger Beanspruchung kann die Dehnung  $\varepsilon_i(y)$  an einem beliebigen Punkt  $i$  der Betonplatte in Abhängigkeit von den Dehnungen  $\varepsilon_u$  und  $\varepsilon_o$  am unteren und oberen Rand des Betonquerschnittes ermittelt werden. Über die Materialgesetze, welche für die Parameterstudie bi- bzw. multi-linear gewählt wurden (Abbildung 3-11, Abbildung 3-12), sind diesen Dehnungen  $\varepsilon_i(y)$  die Spannungen  $\sigma_i(y)$  zugeordnet.



**Abbildung 3-11:** Im Schichtenmodell verwendete bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton C30/37



**Abbildung 3-12:** Im Schichtenmodell verwendete Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl BSt 500

In der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons ist die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen über den prozentualen Anteil der Betonzugfestigkeit  $\beta_{ct,eff}$  berücksichtigt.

Bei hinreichend feiner Diskretisierung des Betonquerschnittsteiles durch  $n+1$  Schnitte mit der Koordinate  $y_i$  in  $n$  Streifen der Höhe  $h_i$  und der Querschnittsfläche  $A_i$  kann der Verlauf der Spannungen über eine Schicht linear angenommen werden. Die spannungsabhängigen Normalkraft- und Momentenanteile in den einzelnen Diskretisierungsschichten sind dann bestimmbar als

$$N_i = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2} A_i \quad (3-1)$$

$$M_i = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{\sigma_i}{2} \left( y_i + \frac{h_i}{3} \right) + \frac{\sigma_{i+1}}{2} \left( y_{i+1} - \frac{h_i}{3} \right) \right] A_i \quad (3-2)$$

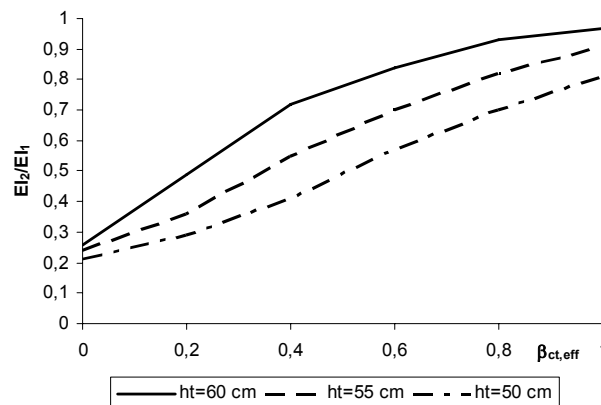
wobei  $\sigma_i$  und  $\sigma_{i+1}$  die Randspannungen des  $i$ -ten Streifens sind.

Über die Gleichgewichtsbedingungen zu den äußeren Schnittgrößen ergibt sich ein nichtlineares Gleichungssystem mit nur zwei unbekannten Deformationsparametern pro Schicht. Grenzkapazitäten des Querschnittes werden durch zusätzliche Dehnungsrestriktionen berücksichtigt. Die iterative Lösung der resultierenden Optimierungsaufgabe erfolgt mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogramms. Aus der Dehnungsverteilung über alle Querschnittsschichten erhält man schließlich die Krümmung  $\kappa$  und die gesuchte effektive Biegesteifigkeit des Betonquerschnittes  $El_2$ .

$$\kappa = \frac{\varepsilon_u - (-\varepsilon_o)}{h} \quad (3-3)$$

$$El_2 = \frac{M}{\kappa} \quad (3-4)$$

Zunächst wird der Einfluss der Mitwirkung des Betons auf Zug auf die Biegesteifigkeit untersucht. Am Beispiel eines Trägers mit 10 m Stützweite zeigt Abbildung 3-13, dass der prozentuale Ansatz  $\beta_{ct,eff}$  der Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  das Verhältnis der Steifigkeiten im Zustand II zu Zustand I wesentlich beeinflusst. Vernachlässigt man den Einfluss des tension stiffening, so mindert sich die Biegesteifigkeit auf 20 bis 25% ab, während bei voller Mitwirkung des Betons in der Zugzone ein Steifigkeitsansatz von 80-97% möglich ist.

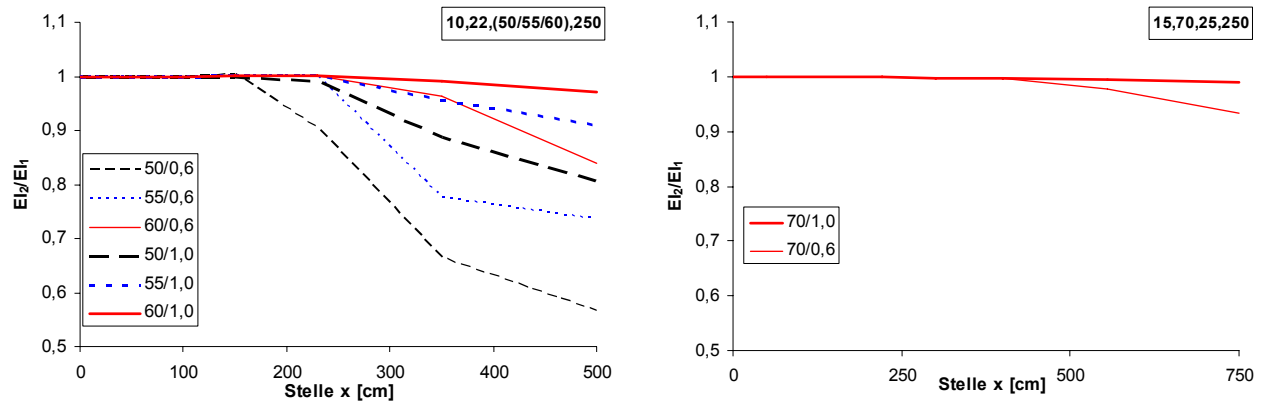


**Abbildung 3-13:** Einfluss der Mitwirkung des Betons in der Zugzone auf die Biegesteifigkeit des Betonquerschnittes für verschiedene Holzhöhen bei einer Stützweite von 10 m

Weiterhin wird der Verlauf der Biegesteifigkeiten über die Trägerlänge im Stützweitenbereich zwischen 10 und 25 m untersucht. Diese Berechnungen erfolgen an den Querschnitten im Bereich der Verbundelemente mit den dort auftretenden ungünstigsten Schnittgrößeninteraktionen. Die Schnittgrößen resultieren aus den charakteristischen Lasten aus 100% Eigengewicht und Verkehrslast sowie 80%iger Temperaturbeanspruchung unter Berücksichtigung charakteristischer Materialkennwerte. Die charakteristischen Werte werden gewählt, um den Zustand der Rissbildung realitätsnah, ohne sicherheitstheoretische Aspekte zu beschreiben. In Auswertung der vorhergehenden Berechnung erfolgt eine Variation des tension stiffening zwischen 60% und 100%.

Bei Stützweiten von 20 und 25 m reißt der Beton unter den vorliegenden geometrischen Randbedingungen nicht, er ist nahezu vollständig überdrückt. Aufgrund der geringen auftretenden Zugspannungen hat in diesem Stützweitenbereich auch die Variation der Mitwirkung des Betons auf Zug keinen Einfluss auf das Steifigkeitsverhältnis im Zustand II.

In den untersuchten Konstruktionen reißt der Betons nur bei kurzen Stützweiten. Während im Bereich der äußeren Verbindungsmittel Zugspannungen marginal sind, sinkt die Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von der Mitwirkung des Betons auf Zug in Tragwerksmitte auf 57 bis 97 % ( $L=10\text{m}$ ) bzw. 93% bis 99% ( $L=15\text{ m}$ ) (Abbildung 3-14).



**Abbildung 3-14:** Verhältnis der Betonbiegesteifigkeiten über die Trägerlänge (10 und 15 m) in Abhängigkeit der Hauptträgerhöhe und der Mitwirkung des Betons in der Zugzone ( $\beta_{c,t,eff} = 0,6/1,0$ )

Für die Parameterstudie wird die Verwendung einer über die Trägerlänge konstanten Betonsteifigkeit angestrebt. Diese Annahme ist für die größeren Stützweiten, bei denen der Beton vollständig in der Druckzone liegt, offensichtlich erfüllt. Für die kurzen Stützweiten sind die Berechnungsergebnisse stets sicher, wenn für die in Abbildung 3-14 aufgezeigten Steifigkeitsverteilungen über die Trägerlänge vereinfacht die in Trägermitte ermittelte Betonbiegesteifigkeit konstant über die gesamte Stützweite angesetzt wird.

Im Ergebnis der Voruntersuchungen zur Rissbildung sind unter Berücksichtigung der gewählten Geometrie- und Steifigkeitsverhältnisse besonders die Stützweiten  $< 15\text{ m}$  kritisch zu bewerten. Bei größeren Stützweiten wird der Beton nahezu vollständig überdrückt. In Übereinstimmung mit [DIN 1052:2004] ist eine Abminderung der Steifigkeit infolge Betonrissbildung nicht erforderlich. Bei kleineren Stützweiten wird die Zugfestigkeit des Betons teilweise deutlich überschritten. Die in [DIN EN 1995-2:2006] vorgeschlagene pauschale Abminderung der Steifigkeit im Zustand II auf 40% der Steifigkeit im Zustand I liegt für die Überbauvarianten der vorliegenden Studie zu sehr auf der sicheren Seite und führt damit zu unwirtschaftlichen Bemessungen.

In Auswertung der Voruntersuchungen zum Rissverhalten des Betons im Verbundbrückenquerschnitt wird unter Ansatz der vollständigen Mitwirkung des Betons in der Zugzone in der Parameterstudie folgender Steifigkeitsansatz konstant über die Trägerlänge verwendet:

$$L < 15\text{ m:} \quad EI_2/EI_1 = 0,8$$

$$L = 15 - 30\text{ m:} \quad EI_2/EI_1 = 1,0$$

Die Abminderung der Steifigkeit für kurze Stützweiten erfolgt in der Parameterstudie über den Ansatz einer reduzierten Betonhöhe.

### 3.4 Einwirkungen und Lastkombinationen

#### 3.4.1 Einwirkungen

Die Zusammenstellung der Einwirkungen für die Parameterstudie erfolgt nach [DIN FB 101:2003]. Folgende Lastfälle werden berücksichtigt:

LF 1	-	Eigenlast
LF 2	-	Ausbaulast
LF 3/4	-	Streckenverkehrslast UDL im Lastmodell 1 – belastend/entlastend
LF 5/6	-	Last auf Kappen – belastend/entlastend
LF 7/8	-	Lastmodell 1 – Tandemachse in Brückenmitte/am Auflager
LF 9	-	konstanter Temperaturunterschied
LF 10/11	-	linearer Temperaturunterschied – Oberseite wärmer/kälter
LF 12	-	Wind in Brückenquerrichtung mit Verkehr

Die Eigenlasten sind durch die verwendete Geometrie vorgegeben und verändern sich nur mit der Variation der Beton- und Holzhöhen.

Hinsichtlich der Verkehrslasten unterscheidet der Fachbericht die Lastmodelle 1, 2 und 4. Da die Parameterstudie mit dem Ziel der Optimierung der Konstruktionshöhen erfolgt, wird nur das Lastmodell 1 berücksichtigt, welches für globale Nachweise anzuwenden ist. Dieses Lastmodell besteht aus zwei Doppelachsen (TS) und einer gleichmäßig verteilten Belastung (UDL) auf den Fahrstreifen und den Restflächen. Die Doppelachsen werden für die globalen Nachweise mittig auf den rechnerischen Fahrstreifen angeordnet.

Im Rahmen einer Voruntersuchung wurde analysiert, ob die Lastgruppe 2 mit der Leitgröße der horizontalen Verkehrslasten im Vergleich zu der Lastgruppe 1 mit der Leitgröße der vertikalen Lasten nach [DIN FB 101:2003] bemessungsrelevante Schnittgrößen liefert. Da unter den vorliegenden Geometrieverhältnissen die horizontalen Lasten ausreichend verteilt werden, ist Lastgruppe 2 nicht bemessungsrelevant. In der Studie wird daher ausschließlich die Lastgruppe 1 berücksichtigt.

Die Lastansätze für die Temperaturlastfälle orientieren sich an den Lasten für Betonbrücken, da für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen bisher keine Werte vorliegen. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite, da die Wärmeleitfähigkeit von Holz um mehr als eine Zehnerpotenz unterhalb derjenigen für Beton liegt. Die Erwärmung bzw. Abkühlung des Überbaues erfolgt mithin noch langsamer als bei vergleichbaren Betonbrücken.

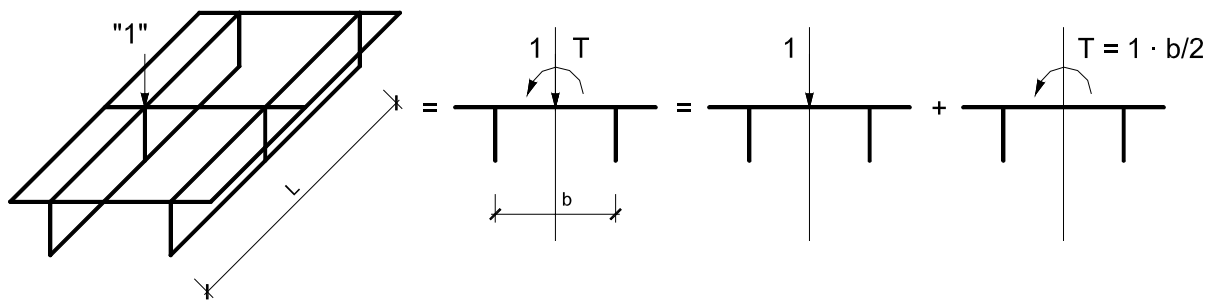
Aufgrund der Überlagerungsvorschriften wird für den Lastfall Wind generell die Kombination mit Verkehr maßgebend. Die anzusetzende Windlast variiert entsprechend den veränderlichen Konstruktionshöhen.

#### 3.4.2 Lastquerverteilungen am Plattenbalkentragwerk

Im Modell der Überbauvariante 2 wird nur der halbe Querschnitt des Überbaues abgebildet. Deshalb ist für diese Variante zusätzlich die Verteilung der Lasten in Querrichtung zu untersuchen. Der direkt belastete Hauptträger entzieht sich in den nicht gelagerten Bereichen durch Verformung der Belastung und zwingt, in Abhängigkeit von der Biege- und Torsionssteifigkeit der Fahrbahnplatte, den zweiten Hauptträger zur anteiligen Lastaufnahme. Für den hier betrachteten Einfeldträger sind die Grenzfälle der Lastquerverteilung an der starren Stützung am Auflager und an der Stelle der maximalen Durchbiegung in Feldmitte zu untersuchen. Während die Querverteilungslinie am Auflager der Einflusslinie eines starr gelagerten Stabes entspricht, sind für die Querverteilung in Trägermitte die Biege- und Torsionssteifigkeit des Verbundquerschnittes zu berücksichtigen. Dies erfolgt für zwei verschiedene Verbundelementsteifigkeiten zunächst anhand einer Grenzbetrachtung nach [Holst, Holst 2004] und in einem zweiten Schritt mit Hilfe einer genaueren Trägerrostrechnung.



Nach [Holst, Holst 2004] kann die Belastung eines exzentrisch belasteten Plattenbalken-Querschnittes in einen Biege- und Torsionsanteil gesplittet werden (Abbildung 3-15).



**Abbildung 3-15:** System und Belastung nach [Holst, Holst 2004]

Der Torsionsanteil setzt sich aus einem reinen St.Vernant'schen Anteil und einem Wölbkraftanteil, der eine vertikale Translation bewirkt, zusammen (Abbildung 3-16). Zur Bestimmung des Torsionsanteiles werden der Grenzfall des biegeweichen Hauptträgers, für den nur eine Torsionsbeanspruchung möglich ist, und der Grenzfall des torsionsweichen Hauptträgers, für den nur eine Biegebeanspruchung möglich ist, untersucht. Die Drehfederkonstante des St. Vernantsche Anteils  $c_v$  resultiert aus der Grenzbetrachtung am biegeweichen Hauptträger zu

$$c_v = \frac{1}{\varphi_v} = \frac{4 \cdot G \cdot I_T}{L} \quad (3-5)$$

mit  $I_T$  = Torsionsträgheitsmoment des Gesamtquerschnittes,  
während sich die Federkonstante aus Wölbkrafttorsion  $c_w$  zu

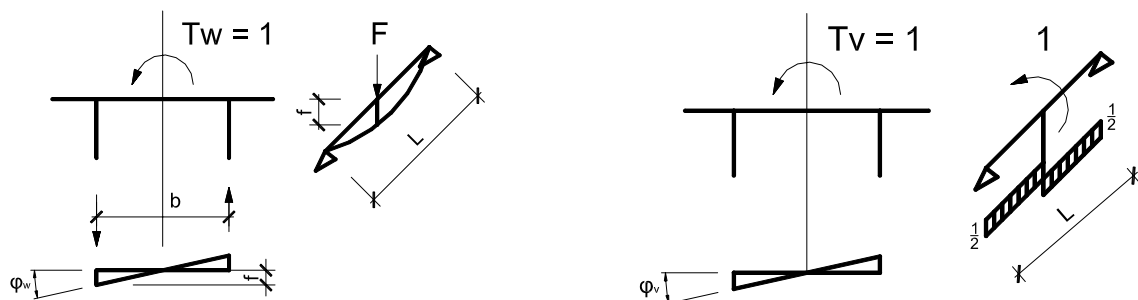
$$c_w = \frac{1}{\varphi_w} = \frac{b^2 \cdot 24 \cdot E \cdot I_{B,HT}}{L^3} \quad (3-6)$$

mit  $I_{B,HT}$  = Trägheitsmoment eines Hauptträgers ergibt.

Unter der Voraussetzung einer starren Fahrbahnplattenwirkung erhält man die Querverteilung für den belasteten Hauptträger:

$$\kappa_{HT1, \text{starr}} = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{c_w}{c_w + c_v} \quad (3-7)$$

Die Querverteilung ist mithin geometrisch von Stützweite und Hauptträgerabstand und material-spezifisch vom Verhältnis der Torsionssteifigkeit des Gesamtträgers zur Biegesteifigkeit eines Hauptträgers abhängig. Bei konstanten Geometrieverhältnissen wird die Last gleichmäßiger verteilt mit wachsender Torsionssteifigkeit bzw. sich verringernder Hauptträgerbiegesteifigkeit.



**Abbildung 3-16:** Anteile aus Wölbkrafttorsion (links) und St. Vernantscher Torsion (rechts) aus Lastquerverteilung nach [Holst, Holst 2004]

Sofern die Hauptträger nicht durch Querträger ausgesteift sind, kann nicht von einer starren Fahrbahnplatte ausgegangen werden. Für Systeme ohne Querträger kann unter Berücksichtigung des Trägheitsmomentes der Fahrbahnplatte  $I_{Pl}$ , des Biegeträgheitsmomentes eines Hauptträgers  $I_{B,HT}$  und des Torsionsmomentes des Gesamtquerschnittes  $I_T$  die dimensionslose Verformungskennziffer  $\beta^*$  ermittelt werden:

$$\beta^* = \frac{b + 8 \cdot \left(\frac{L}{b}\right)^3 \cdot \frac{I_{Pl}}{I_{B,HT}} + 2,50 \cdot L^2 \cdot \frac{I_{Pl}}{I_T}}{16 \cdot \left(2 + \left[\frac{L}{b}\right]^3 \cdot \frac{I_{Pl}}{I_{B,HT}} + 3,75 \cdot \frac{L^2}{b} \cdot \frac{I_{Pl}}{I_T}\right)} \quad (3-8)$$

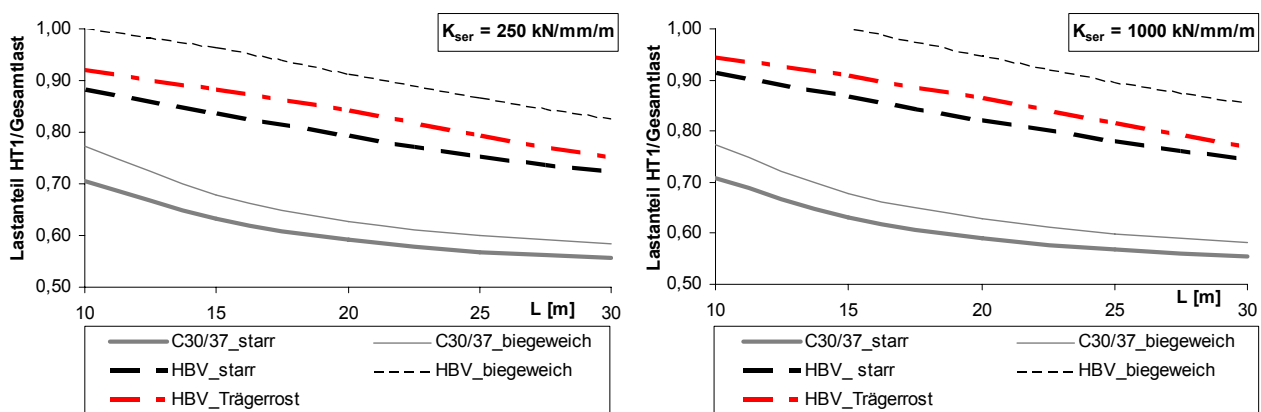
Mit dieser ist die Bestimmung der Querverteilungslinie für den Fall der biegeweichen Fahrbahnplatte möglich:

$$\kappa_{HT1,biegeweich} = \frac{1}{2} + (0,5 + \beta^*) \cdot \frac{c_w}{c_w + c_v} \quad (3-9)$$

Unter den vorliegenden Geometrieverhältnissen bewirkt eine steigende Torsionssteifigkeit des Gesamtquerschnittes die Verringerung der Verformungskennziffer und somit eine bessere Lastquerverteilung.

Für den nachgiebig verbundenen Plattenbalkenquerschnitt stellen die Quereinflusslinien für die starre und biegeweiche Fahrbahnplatte Grenzwerte dar. Zur detaillierten Untersuchung der Steifigkeitsverhältnisse wird eine zusätzliche Trägerrostberechnung durchgeführt. Im Trägerrostmodell sind die Plattenbalken-Verbundquerschnitte mit der effektiven Biegesteifigkeit  $EI_{ef}$  durch Betonplattenstreifen in Querrichtung miteinander verbunden. An der Stelle der extremalen Verformung wird die Quereinflusslinie des Systems mit Hilfe einer in Feldmitte des Trägerrostes transversal wandernden Einzellast bestimmt.

In Abbildung 3-17 sind die Lastanteile für den belasteten Hauptträger in Abhängigkeit von der Stützweite und der Verbundelementsteifigkeit aufgetragen. Zu Vergleichszwecken ist die Verteilung für einen reinen Betonquerschnitt dargestellt. Dabei sind die Steifigkeitsverringerungen unter Langzeitbelastung in den Berechnungen am Verbundquerschnitt mit dem vereinfachten Ansatz nach [DIN 1052:2004] berücksichtigt. Da bisher keine Untersuchungen zum Torsionssteifigkeitsansatz im nachgiebigen Verbund vorliegen, werden, auf der sicheren Seite liegend, nur die Einzeltorsionssteifigkeiten der Teilquerschnitte unter Vernachlässigung des Verbundes berücksichtigt.



**Abbildung 3-17:** Entwicklung der Querverteilung für Hauptträger (HT) 1 in Abhängigkeit von der Stützweite und Verbundelementsteifigkeit

Die Lastquerverteilung für den Betonquerschnitt ist deutlich besser als für das Verbundsystem. Dies resultiert aus der um bis zu 300% größeren Torsionssteifigkeit des Betonquerschnittes im Vergleich zur Torsionssteifigkeit des Verbundquerschnittes. Die Ergebnisse aus der Trägerrostberechnung liegen zwischen den beiden Grenzfällen mit starrer und biegeweicher Fahrbahnplatte,

wobei aufgrund der großen Steifigkeit der Blockträger die Querverteilung zu derjenigen einer starren Platte tendiert. Da mit größer werdender Stützweite die Verformungen zunehmen, verteilt sich auch die Last gleichmäßiger auf die beiden Hauptträger. Bei den kürzeren Stützweiten ist die Querverteilung marginal. Da die größere Verbundelementsteifigkeit in der Gesamtbiegesteifigkeit, jedoch nicht in der Torsionssteifigkeit berücksichtigt wurde, vermindert sich die Lastquerverteilung mit zunehmender Verbundelementsteifigkeit.

In die Parameterstudie fließen die Lasteinflusswerte aus der Trägerrostberechnung für die größere Verbundelementsteifigkeit ein, da diese die für die Bemessung ungünstigste Situation repräsentieren. Die Quereinflusslinie für den nachgiebig verbundenen Plattenbalkenquerschnitt in Feldmitte ist ebenso wie für den Grenzfall der biegeweichen Fahrbahnplatte nichtlinear. Da die Krümmung jedoch sehr gering ist, wird für die Parameterstudie mit ausreichender Genauigkeit ein linearer Zusammenhang unterstellt. Die Bestimmung der Belastungswerte für die Verkehrslasten erfolgt durch Überlagerung der in ungünstigster Stellung in Querrichtung angeordneten Lastordinaten mit den Lasteinflusswerten aus der Querverteilungslinie.

### 3.4.3 Lastkombinationen

Mit Hilfe der Einwirkungskombinationen, bestehend aus charakteristischen Schnittgrößen, Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten, berechnet man die Bemessungsschnittgrößen.

Im Rahmen der Parameterstudie wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit nur für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation nachgewiesen. In den Gleichungen (3-10) und (3-11) sind am Beispiel der Extrema des Bemessungsbiegemomentes  $M_{t,d}$  im Teilquerschnitt Holz die maßgebenden Kombinationen angegeben, wobei die Werte in den eckigen Klammern die Lastfallnummern repräsentieren.

$$\max M_{t,d} = 1,35 \cdot ([1] + [2]) + 1,5 \cdot ([3] + [5] + [7]) + 1,5 \cdot \max\{0,8 \cdot [-9]; 0,3 \cdot [12]\} \quad (3-10)$$

$$\min M_{t,d} = 1,0 \cdot ([1] + [2]) + 1,5 \cdot ([4] + [6]) + 1,5 \cdot \min\{0,8 \cdot [9;10;11]; 0,3 \cdot [-12]\} \quad (3-11)$$

mit [9;10;11] = Überlagerungsvorschrift nach [DIN FB 101:2003], Abschn. 6.3.1.5.

Gemäß [DIN 1052:2004] darf die Temperaturbeanspruchung bei der Berechnung von Holzbauteilen vernachlässigt werden. Auch der [DIN FB 101:2003] gibt für die Berücksichtigung der Temperatur in der maßgebenden ständigen Bemessungssituation den Kombinationsbeiwert  $\psi_0 = 0$  an. Bei Holz-Beton-Verbundbrücken resultieren jedoch erhebliche Zwangsschnittgrößen aus Temperaturbeanspruchung aufgrund der stark differierenden Wärmeausdehnungskoeffizienten der beteiligten Baustoffe. Der Temperaturlastfall wird daher mit dem Beiwert 0,8 berücksichtigt.

Die Untersuchungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beschränken sich im Rahmen der Parameterstudie auf die Nachweise der Durchbiegungen in der quasi-ständigen und seltenen Bemessungssituation. Für die seltene Bemessungssituation nach [DIN 1074:2006] wird die Anfangsdurchbiegung unter Verkehrslast bestimmt:

$$w = w_{q,inst}([3] + [5] + [7]) \quad (3-12)$$

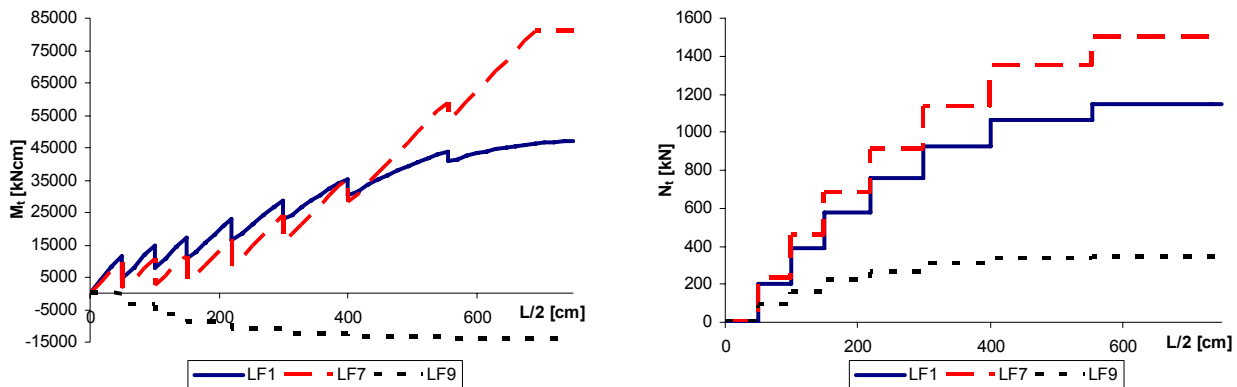
In der quasi-ständigen Bemessungssituation nach [DIN 1052:2004] interessiert die finale Durchbiegung unter den ständig wirkenden Lastanteilen:

$$w = w_{fin}\{[1] + [2] + 0,2 \cdot ([3] + [5] + [7]) + 0,5 \cdot [-9]\} \quad (3-13)$$

## 3.5 Schnittgrößen und Nachweise

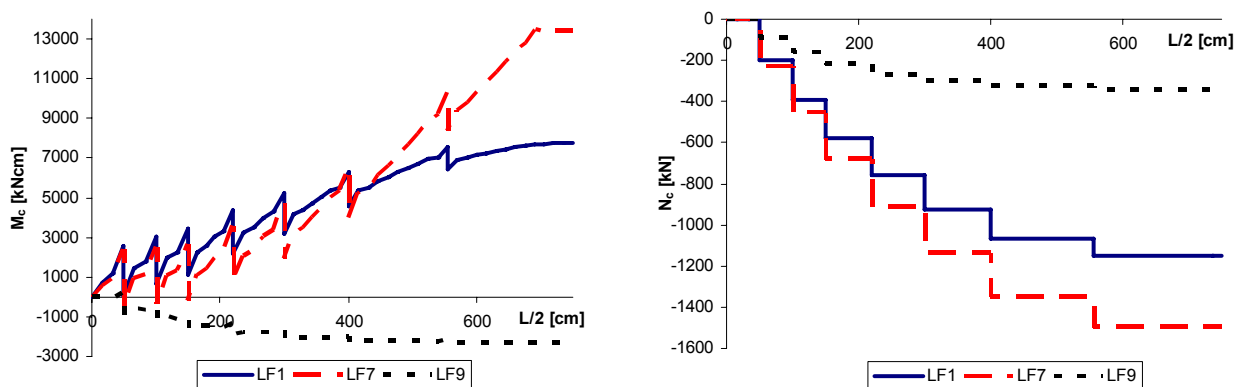
### 3.5.1 Schnittgrößen

Der Verlauf der Schnittgrößen über die Trägerlänge ist für die Stützweite von 15 m im Anhang A und auszugsweise für maßgebende Lastfälle in Abbildung 3-18 und Abbildung 3-19 dargestellt. Extremale Schnittgrößen resultieren aus der dominanten Einwirkung des Tandemsystems (LF7).



**Abbildung 3-18:** Verlauf von Biegemoment und Normalkraft im Holz über die Trägerlänge (ÜV1, Stützweite 15 m)

Für den Betonquerschnittsteil ergibt sich unter dieser Belastung im Bereich der Momentensprünge an den äußeren Verbundelementen eine Umkehr der Biegebeanspruchung, welche in Superposition mit den Temperaturschnittgrößen die Anordnung einer oberen Bewehrung in der Betonplatte erfordert.

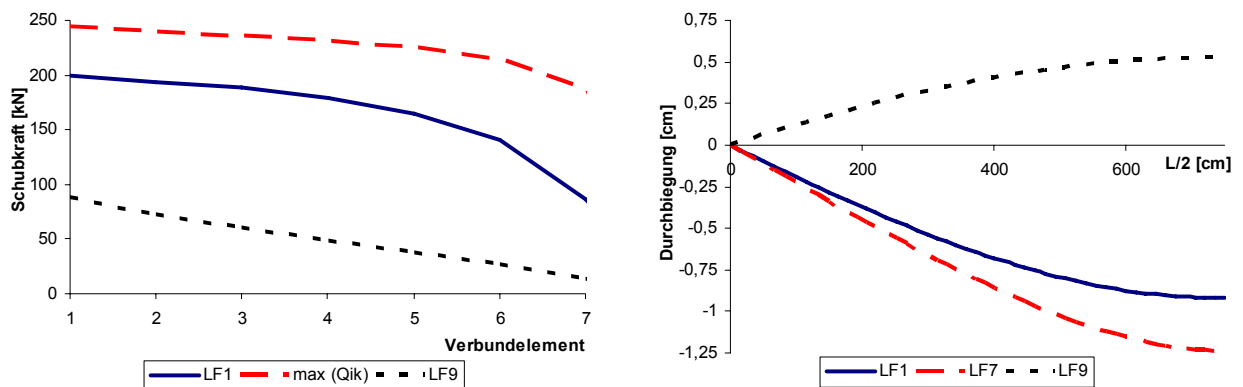


**Abbildung 3-19:** Verlauf von Biegemoment und Normalkraft im Beton über die Trägerlänge (ÜV 1, Stützweite 15 m)

Signifikant ist der große Einfluss der Temperatur. Die charakteristischen Werte der Schnittgrößen infolge gleichmäßiger Erwärmung der Brücke (LF9) betragen etwa 30% der charakteristischen Werte aus Eigengewichtslast. Die Durchbiegungen im LF9 erreichen fast 60% der elastischen Verformungen unter Eigenlast (Abbildung 3-20). Aufgrund der unterschiedlichen Temperaturschwindkoeffizienten der Verbundbaustoffe bedingt die Temperaturlast Zwangsbeanspruchungen in Holz und Beton zwischen den Verbundelementen, die zur Rissbildung im Beton im Bereich der Verbundfuge führen können.

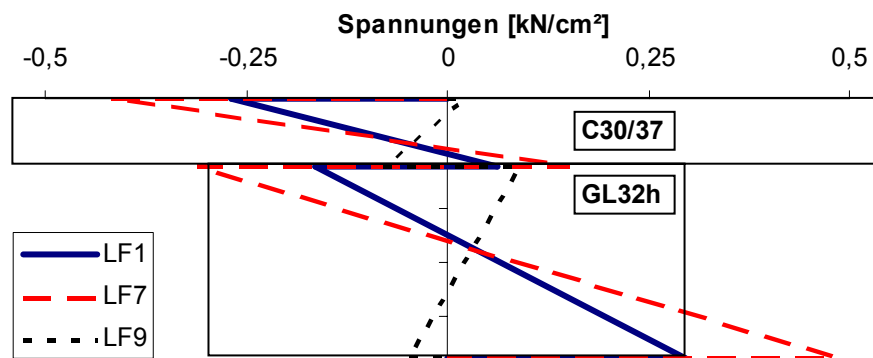
An der Verteilung der Schubkraft (Abbildung 3-20) ist erkennbar, dass das Ziel der gleichmäßigen Auslastung der Verbundelemente mit deren diskontinuierlicher Anordnung erreicht wurde. Aus der Schubumkehr bei Verkürzung des Systems unter konstanter Abkühlung resultiert eine große Variationsbreite der Extremwerte der Bemessungsschubkräfte besonders an den äußeren Verbindungsmitteln. Da die Schubkräfte im Temperaturlastfall etwa 45% der Schubkräfte aus Eigenlasten

betragen, ergibt sich unter Kurzzeitlast insgesamt keine Wechselbeanspruchung an den Verbindungsmitteln.



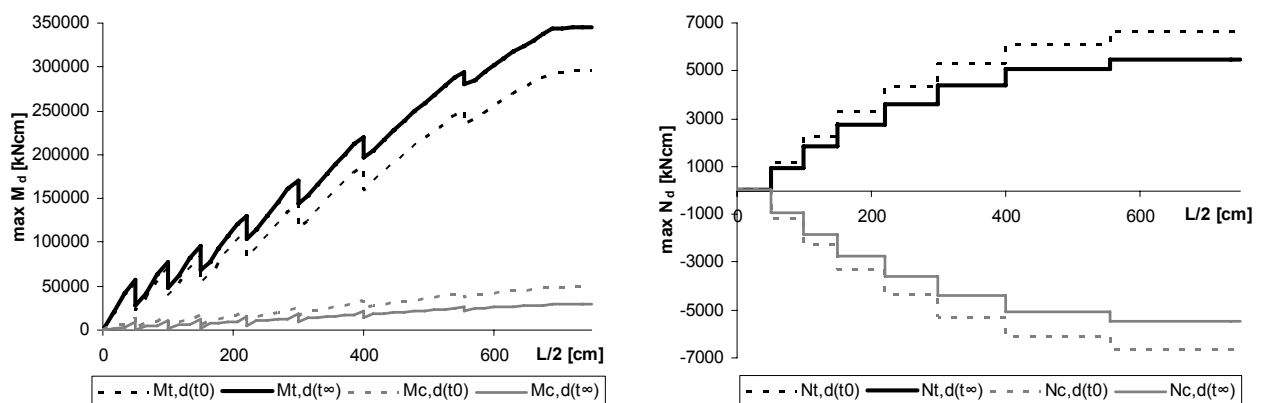
**Abbildung 3-20:** Verlauf von Schubkraft und Durchbiegung über die Trägerlänge (ÜV1, Stützweite 15 m)

Der Verlauf der Spannungen aus den charakteristischen Schnittgrößen über den Bemessungsquerschnitt in Bauwerksmitte ist in Abbildung 3-21 dargestellt. Infolge der Material- und Querschnittswahl ergibt sich ein ausgewogenes Verhältnis zwischen den Randspannungen der Teilquerschnitte. Die auftretenden Zugspannungen am unteren Betonrand sind gering und erreichen in der Summe der charakteristischen Werte gerade die Zugfestigkeit des Betons. Mithin bestätigt sich der in Abschnitt 3.3.3 getroffene Ansatz zur Rissbildung im Beton.



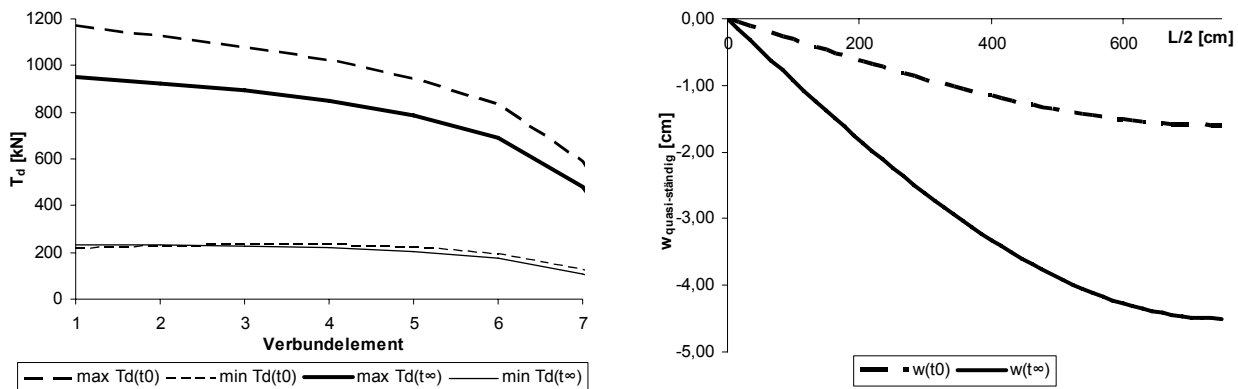
**Abbildung 3-21:** Verlauf der Spannungen über die Querschnittshöhe (ÜV1, Stützweite 15 m)

Die Veränderung der Bemessungsschnittgrößen unter Ansatz der Steifigkeitsreduzierung nach [DIN 1052:2004] für die Langzeitbetrachtungen sind am Beispiel der Biegemomente und Normalkräfte in Abbildung 3-22 dargestellt. Wie bereits in [Grosse u. a. 2003] erläutert, ergibt sich unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden eine Entlastung des Betonquerschnittes und eine deutliche Erhöhung der Biegebeanspruchung im Holz.



**Abbildung 3-22:** Veränderung der Extremwerte der Bemessungsschnittgrößen Biegemoment und Normalkraft unter Langzeitbelastung über die Trägerlänge (ÜV1, Stützweite 15 m)

Durch das Kriechen der beteiligten Materialien wird die Normalkraft in den Teilquerschnitten um etwa 20 % abgebaut. Während sich das Biegemoment im Beton um 40% verringert, erfolgt eine Schnittgrößenumlagerung mit etwa 17% Erhöhung des Biegemomentenanteils im Holz. Die Maximalwerte der Schubkräfte an den äußeren Verbindungsmitteln verringern sich um ca. 20% (Abbildung 3-23).



**Abbildung 3-23:** Veränderung der extremalen Bemessungsschubkräfte und der Durchbiegung in der quasi-ständigen Bemessungssituation unter Langzeitbelastung über die Trägerlänge (ÜV1, Stützweite 15 m)

Am deutlichsten sind die Auswirkungen des Langzeittragverhaltens im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erkennen (Abbildung 3-23). In der quasi-ständigen Bemessungssituation ergibt sich eine Durchbiegungserhöhung unter Langzeitbelastung um 180%.

Inwieweit die mit der vereinfachten Steifigkeitsreduktion ermittelte Veränderung der Schnitt- und Verformungsgrößen das tatsächliche Langzeittragverhalten der Verbundkonstruktion realitätsnah abbildet, wird in Kapitel 4 untersucht.

### 3.5.2 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt als erbracht, wenn alle im Folgenden genannten Nachweise für die Teilquerschnitte und für die Verbundelemente erfüllt sind.

Für den Betonquerschnitt wird zunächst geprüft, ob die Beanspruchung auf Längsdruck oder auf Biegung überwiegt. Je nach Beanspruchungsart wird dann entweder der Nachweis der Betondruckspannungen geführt oder es wird nachgewiesen, dass das vorhandene Moment durch den bewehrten Betonquerschnitt aufgenommen werden kann.

Die Tragfähigkeitsuntersuchungen am Holzquerschnitt umfassen die Nachweise auf Biegung mit Längszugkraft, Querkraft und Torsion. In den Auswertungen im Anhang A sind lediglich die bemessungsrelevanten Nachweise der Normalspannungen angegeben.

Da der Parameterstudie fiktive Verschiebungsmoduln zugrunde liegen, erfolgt kein Tragfähigkeitsnachweis für ein konkretes Verbundelement. Stattdessen werden die auftretenden Schubkräfte in der Verbundfuge ausgewiesen. Diese Bemessungsschubkräfte definieren die Anforderung an den Bauteilwiderstand eines im konkreten Anwendungsfall zu wählenden Verbundelementes. Für formschlüssige Verbindungen ist allerdings der Nachweis des Vorholzabscherens durch die gewählte Geometrieconfiguration festgeschrieben. Daher ist dieser Nachweis in den Diagrammen im Anhang A aufgeführt, so dass der Einsatzbereich formschlüssiger Verbindungen direkt ablesbar ist.

### 3.5.3 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden die Durchbiegungen begrenzt. In der seltenen Bemessungssituation gilt nach [DIN 1074:2006]:

$$w_{q,inst} \leq \frac{L}{400} \quad (3-14)$$

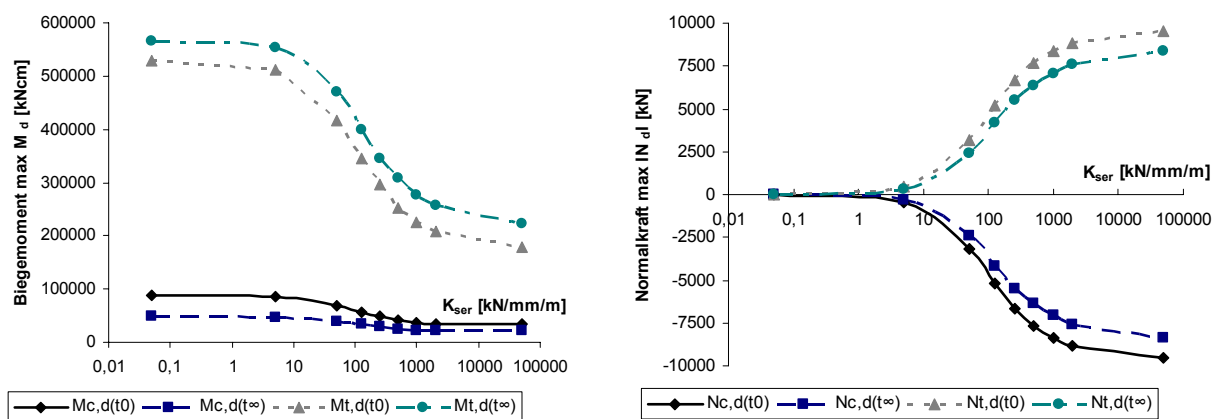
In der quasi-ständigen Bemessungssituation ist nach [DIN 1052:2004] folgende Durchbiegungsbegrenzung einzuhalten:

$$w_{fin} \leq \frac{L}{200} \quad (3-15)$$

## 3.6 Ergebnisse der Parameterstudie

### 3.6.1 Einfluss der Verbundelementsteifigkeit

Zur Ermittlung des Einflusses der Verbundelementsteifigkeit auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Verbundquerschnittes wurden die im Anhang A, Tabelle A-1 dargestellten Konfigurationen untersucht. Die Ergebnisse sind für alle berechneten Varianten grafisch aufbereitet (Anhang A, Abbildung A-9 bis A-14) und werden im Folgenden am Beispiel der Überbauvariante 1 mit 15 m Stützweite erläutert.

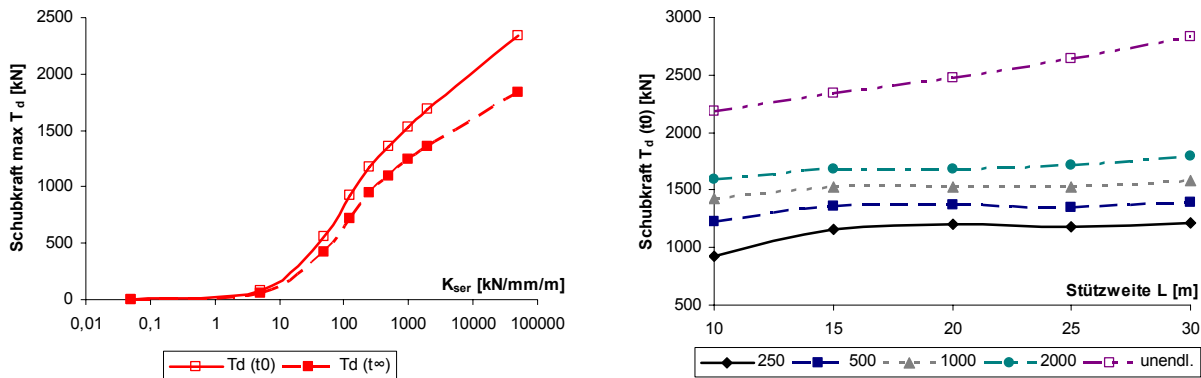


**Abbildung 3-24:** Bemessungsschnittgrößen in den Teilquerschnitten in Abhängigkeit von der Verbundelementsteifigkeit (ÜV1, Stützweite 15 m)

Mit Erhöhung der Verschiebungsmoduln verringert sich die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge. Erwartungsgemäß nehmen somit die Momente in den Teilquerschnitten ab, während die Normalkräfte zunehmen (Abbildung 3-24). Zwischen der Änderung der Schnittgrößen und der Verbundelementsteifigkeit besteht kein linearer Zusammenhang. Die größten Auswirkungen auf die Gesamtsteifigkeit des Querschnittes und damit auf die Schnittgrößenverteilung ergeben sich für Verbundelementsteifigkeiten zwischen 50 und 2000 kN/mm/m. Generell wirkt sich die Änderung der Verbundelementsteifigkeit bei kurzen Stützweiten stärker auf die Schnittgrößen aus als bei großen Stützweiten.

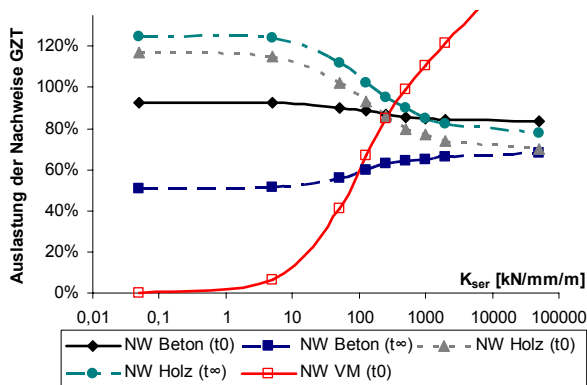
Für den Beton ist der Anfangszustand der bemessungsrelevante Fall, da sich dieser Teilquerschnitt durch sein stärkeres Kriechen im Endzustand der Belastung entzieht. Da bei kurzen Stützweiten der Betonquerschnitt vorwiegend biegebeansprucht ist, nimmt dessen prozentuale Auslastung mit steigendem  $K_{ser}$  ab. Bei großen Stützweiten überwiegt die Längsdruckbeanspruchung, weshalb für diese Konfigurationen mit wachsender Verbundelementsteifigkeit die prozentuale Auslastung des Betonquerschnittes steigt und bemessungsrelevant wird.

Für das Holz ist der Endzustand der bemessungsrelevante Fall, da es infolge des stärkeren Betonkriechens zu Schnittgrößenumlagerungen auf den hölzernen Teilquerschnitt kommt. Da die Biegebeanspruchung im Holz die bemessungsrelevante Größe darstellt, nimmt die prozentuale Auslastung des Holzquerschnittes mit steigendem  $K_{ser}$  generell ab.

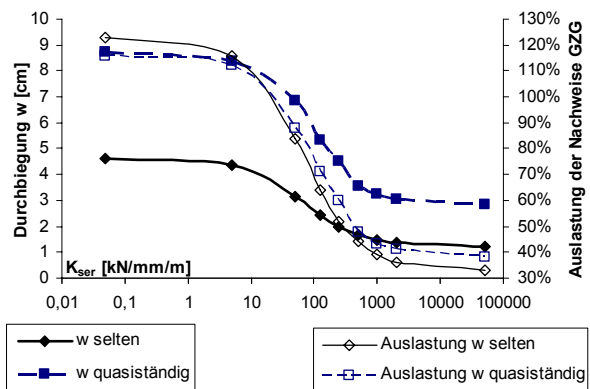


**Abbildung 3-25:** Bemessungsschubkraft am äußeren Verbundelement in Abhängigkeit von der Verbundelementsteifigkeit  $K_{ser}$  und der Stützweite  $L$  (ÜV1) links: Stützweite 15 m, rechts: alle Stützweiten

Mit steigender Verbundelementsteifigkeit erhöht sich die Schubkraft im Verbundelement (Abbildung 3-25). Unabhängig von der Stützweite sind die Bemessungsschubkräfte für eine Verbundelementsteifigkeit im praxisrelevanten Bereich nahezu konstant. Die in Abbildung 3-25 angegebenen Bemessungsschubkräfte definieren die Tragfähigkeitsanforderung an ein konkretes Verbundelement. Für formschlüssige Verbindungen mit Verschiebungsmoduln größer 500 kN/mm/m wird die Schubfestigkeit des Holzes im Bereich der Verbundfuge überschritten. Das Tragwerk versagt durch Abscheren des Vorholzes (Abbildung 3-26).



**Abbildung 3-26:** Auslastung der Nachweise im GZT in Abhängigkeit von der Steifigkeit  $K_{ser}$  (ÜV1, Stützweite 15 m)



**Abbildung 3-27:** Verlauf der Durchbiegung und Auslastung der Durchbiegunsnachweise in Abhängigkeit von der Steifigkeit  $K_{ser}$  (ÜV1, Stützweite 15 m)

Da die Erhöhung der Verschiebungsmoduln eine Vergrößerung der Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes bewirkt, nimmt die Durchbiegung mit steigender Verbundelementsteifigkeit ab. Während Glaser [Glaser 2005] in seiner Parameterstudie eine selbst gewählte Durchbiegungsbegrenzung ( $L/800$ ) als Grenzkriterium zur Dimensionierung der Teilquerschnitte heranzog, stellen in der hier vorliegenden Analyse die in den Normen enthaltenen Durchbiegungsgrenzen nicht das maßgebende Bemessungskriterium für den Verbundüberbau unter Straßenverkehrslasten dar (Abbildung 3-27). Vielmehr resultiert die Dimensionierung der Teilquerschnitte aus den Tragfähigkeitsnachweisen des Holzquerschnittes im Endzustand und dem Nachweis des Verbundelementes im Anfangszustand (Abbildung 3-26).

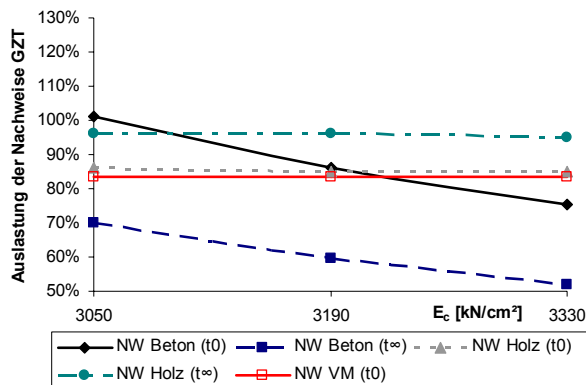
Unter Berücksichtigung der Ergebnisse für alle Stützweiten (vgl. Anhang A) wird festgestellt, dass alle Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für Konfigurationen mit Verschiebungsmoduln von mindestens 250 kN/mm/m erfüllt werden. Für formschlüssige Verbindungen, bei denen der Nachweis des Vorholzabscherens eingehalten werden muss, liegt die obere Schranke der Verbundelementsteifigkeit bei 500 kN/mm/m für ÜV1 und 250 kN/mm/m für ÜV2.



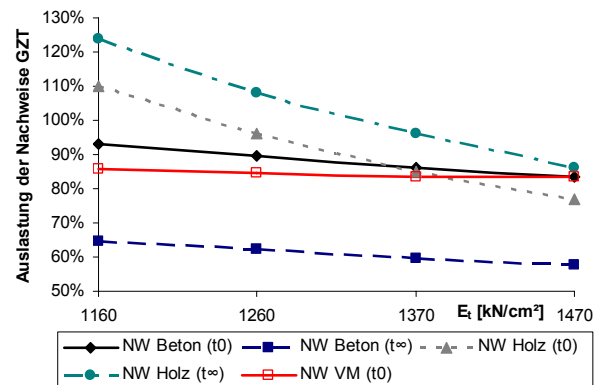
### 3.6.2 Einfluss der Festigkeitsklassen von Holz und Beton

Die Parameterkonfigurationen zur Untersuchung des Einflusses der Festigkeitsklassen von Holz und Beton sowie die Ergebnisse der Berechnungen sind in den Tabellen A-2 und A-3 und in den Abbildungen A-15 und A-16 im Anhang A dargestellt.

Die für den baupraktisch relevanten Bereich vorgenommene Variation des Beton-Elastizitätsmoduls zeigt nur marginale Auswirkungen auf die Schnitt- und Verformungsgrößen. Lediglich die Auslastung im Betonquerschnittsteil sinkt signifikant, da die Festigkeitskennwerte mit steigender Betonfestigkeitsklasse deutlich zunehmen (Abbildung 3-28).



**Abbildung 3-28:** Auslastung der Nachweise im GZT in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse (ÜV1, Stützweite 15 m)



**Abbildung 3-29:** Auslastung der Nachweise im GZT in Abhängigkeit von der Holzfestigkeitsklasse (ÜV1, Stützweite 15 m)

Im Vergleich der niedrigsten mit der höchsten Festigkeitsklasse des Holzes steigt der Elastizitätsmodul um ca. 27%. Diese Steifigkeitserhöhung im Holz bewirkt eine Abnahme der Beanspruchung im Beton, wodurch die Auslastung in diesem Querschnittsteil um etwa 10% sinkt. Aufgrund der deutlichen Zunahme der Materialfestigkeiten bei Änderung der Holzfestigkeitsklasse von GL24h auf GL36h sinkt die Auslastung des Normalspannungsnachweises im Holz um fast 40% (Abbildung 3-29). Mit Erhöhung der Holzfestigkeitsklasse nehmen die Schubkräfte in den Verbundelementen geringfügig ab. Da die Schubfestigkeit konstant für alle Holzfestigkeitsklassen ist, hat die geringere Verbundelementbeanspruchung nur marginale Auswirkungen auf die Auslastung des Nachweises des Vorholzabscherens. Die mit steigender Holzfestigkeitsklasse resultierende Erhöhung der Gesamtsteifigkeit bewirkt die Verringerung der Durchbiegungen und Auslastungen der dazugehörigen Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Abbildung A-16).

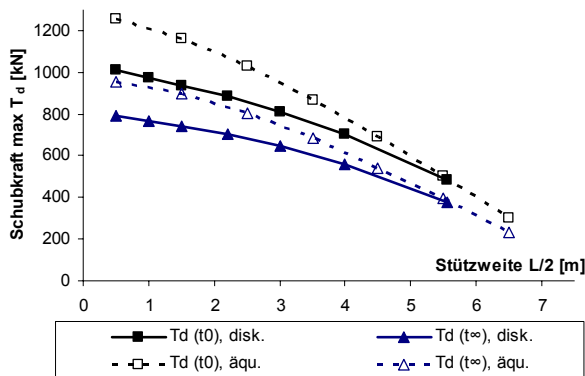
### 3.6.3 Einfluss der Verbundelementanordnung

Zur Untersuchung des Einflusses der Verbundelementanordnung wurden die in Anhang A, Tabelle A-4 dargestellten Konfigurationen untersucht.

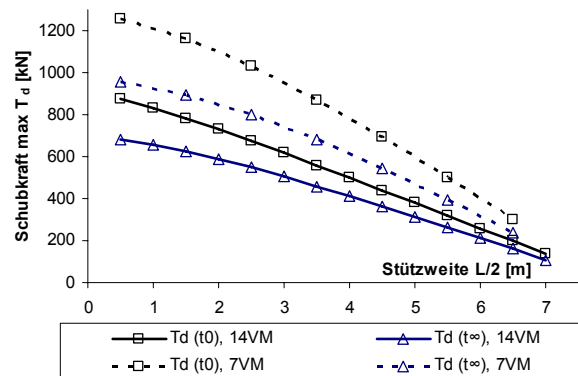
Unter Beibehaltung der Anzahl der Verbundelemente wird am Beispiel einer Brücke mit 15 m Stützweite zunächst nachgewiesen, dass eine diskontinuierlich entsprechend der Querkraftlinie abgestufte Verbundelementanordnung im Vergleich zu einer äquidistanten Anordnung vorteilhaft ist. Während bezüglich der Schnittgrößen und Nachweise in den Teilquerschnitten keine bemessungsrelevanten Unterschiede auftreten, sind deutliche Vorteile der diskontinuierlichen Verbundelementanordnung bei der Beanspruchung der Verbundelemente zu erkennen (Abbildung 3-30). Im Vergleich zur äquidistanten Anordnung sind die Maximalwerte der Schubkräfte um ca. 20 % geringer, und die Verbundelemente sind wesentlich gleichmäßiger ausgelastet. Bei äquidistanter Anordnung wird der Nachweis des Vorholzabscherens deutlich überschritten (Abbildung A-17).

Weiterhin wird der Einfluss der Verdopplung der Verbundelementanzahl auf die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten und die erforderliche Holzhöhe bestimmt (Abbildungen A-18 und A-19). Die Verdopplung der Verbundelementanzahl bewirkt eine Erhöhung der Verbundsteifigkeit, sodass die Momentenanteile bei gleichzeitiger Steigerung der Normalkraftanteile in den Teilquerschnitten

sinken. Unter Berücksichtigung der zugrunde liegenden Überbau-Geometrien hat diese Veränderung jedoch keinen nennenswerten Einfluss auf die Bemessung der Teilquerschnitte.



**Abbildung 3-30:** Bemessungsschubkräfte in den Verbundelementen bei äquidistanter bzw. diskontinuierlicher Anordnung (ÜV2, Stützweite 15 m)



**Abbildung 3-31:** Vergleich der Bemessungsschubkräfte in den Verbundelementen bei äquidistanter Anordnung und Verdopplung der Verbundelementanzahl (ÜV2, Stützweite 15 m)

Die Verdopplung der Verbundelementanzahl bewirkt bei äquidistanter Anordnung eine Abnahme der Schubkraft im äußeren Verbundelement um ca. 30% (Abbildung 3-31), im Vergleich zur diskontinuierlichen Anordnung jedoch nur um 14%. Insgesamt ist bei doppelter Verbundelementanzahl eine stark unterschiedliche Auslastung der einzelnen Elemente zu verzeichnen, die Schubkraft im innersten Verbundelement beträgt nur 16% der Schubkraft des am stärksten belasteten Elementes am Trägersrand.

Für die Varianten mit doppelter Verbundelementanzahl wurde zusätzlich eine Optimierung der Holzhöhe vorgenommen (Tabelle A-9). Die dabei ermittelten Verringerungen der Holzhöhe um 2 cm ( $L = 15$  m) bzw. 6 cm ( $L = 20$  m) rechtfertigen nicht den für den Einbau der doppelten Elementanzahl notwendigen Material- und Arbeitsaufwand.

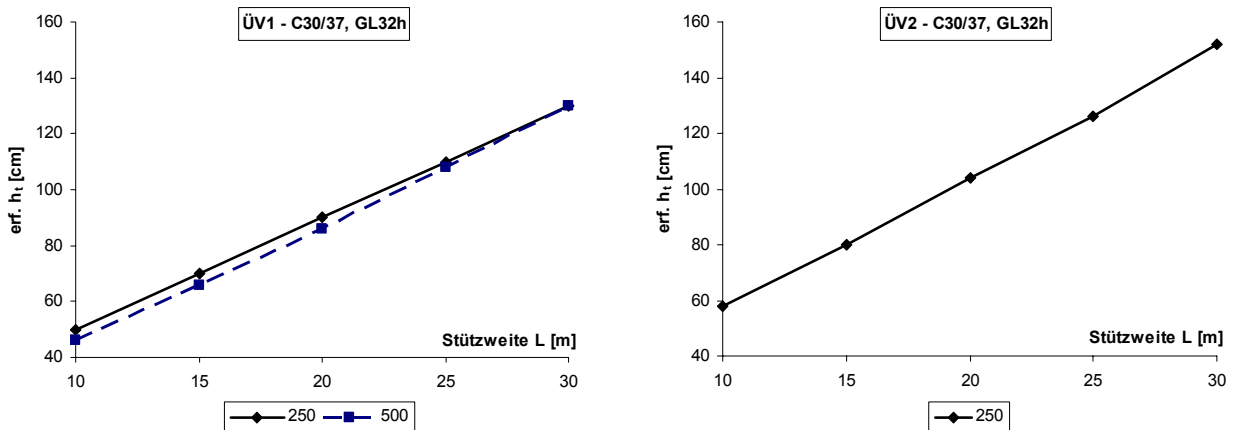
Die Untersuchungen in diesem Abschnitt haben gezeigt, dass es statisch sinnvoll und effizient ist, die Anordnung der Verbundelemente entsprechend der Querkraftlinie unter dem ständigen Lastanteil und der Flächenverkehrslast abzustufen.

### 3.6.4 Ergebnisse der Querschnittsoptimierung

Ein wesentliches Ziel der Parameterstudie besteht in der Optimierung des Verbundquerschnittes. Die Querschnittsoptimierung unter Beachtung der verschiedenen Einflussparameter beinhaltet die Minimierung der Holzhöhe unter Einhaltung aller Nachweise (Tabellen A-5 bis A-9). Für die praktisch relevanten Verbundelementsteifigkeiten zeigt Abbildung 3-32 die Ergebnisse dieser Optimierung.

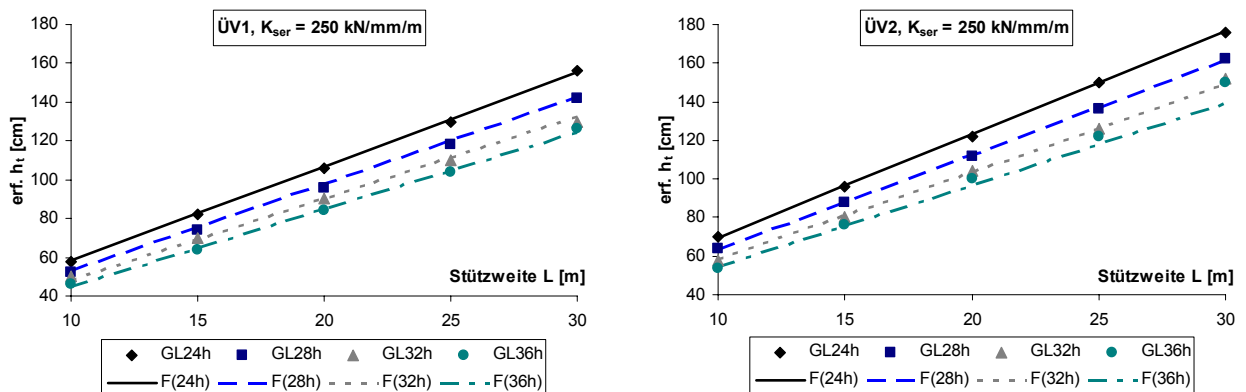
In den unteren Steifigkeitsbereichen wird die erforderliche Holzhöhe durch den Nachweis der Biegemoment-Normalkraft-Interaktion im Holz begrenzt. Die Erhöhung der Verbundelementsteifigkeit  $K_{ser}$  führt zu einer Verringerung des Momentenanteils in den Teilquerschnitten, wodurch die Holzhöhe  $h_t$  reduziert werden kann. Für formschlüssige Verbundelemente wirkt sich eine deutliche Erhöhung des Verschiebungsmoduls auf die erforderlichen Holzhöhe jedoch nicht aus, da im höheren Steifigkeitsbereich die Schubfestigkeit des Vorholzes als Grenzkriterium wirksam wird. Insgesamt ist der Einfluss der Verbundelementsteifigkeit im baupraktischen Varianzbereich von 250 bis 500 kN/mm/m für Überbauvariante 1 marginal.

Für gleiche Stützweiten und vergleichbare Verbundelementsteifigkeiten erfordern die Holzquerschnitte des zweispurigen Überbaues eine deutlich größere Höhe. Die Ursachen für dieses Anwachsen der erforderlichen Holzhöhe liegen in der um 20% geringeren Breite der Holzträger, der daraus resultierenden geringeren Verbundelementtragfähigkeit und der höheren Belastung durch die Verkehrslast auf der zweiten Spur.



**Abbildung 3-32:** Erforderliche Holzhöhen für alle Stützweiten in Abhängigkeit von der Verbundelementsteifigkeit  $K_{ser}$  [kN/mm/m]

In Abbildung 3-33 sind die optimierten Holzhöhen in Abhängigkeit von der Holzfestigkeitsklasse für eine Verbundelementsteifigkeit von 250 kN/mm/m dargestellt. Auch hier zeigt sich, dass für Überbauvariante 2 deutlich größere Höhen erforderlich sind. Zudem variiert die erforderliche Holzhöhe um bis zu 30 cm innerhalb einer Stützweite im Vergleich von niedrigster und höchster Holzqualität. Da im Brückenbau die Konstruktionshöhe einer der wesentlichsten Entwurfsparameter ist, kommt der geeigneten Wahl der Holzfestigkeit eine besondere Bedeutung zu.



**Abbildung 3-33:** Erforderliche Holzhöhen für alle Stützweiten in Abhängigkeit von der Holzfestigkeitsklasse

Zwischen der erforderlichen Holzhöhe  $h_t$  und der Stützweite  $L$  besteht ein linearer Zusammenhang, der sich mit folgenden Funktionen approximieren lässt:

$$\text{Überbauvariante 1: } h_t = \frac{7,5}{\sqrt{f_{m,k}}} \cdot L + \frac{37,5}{\sqrt{f_{m,k}^3}} \quad (3-16)$$

$$\text{Überbauvariante 2: } h_t = \frac{8,9}{f_{m,k}^{0,58}} \cdot L + \frac{31}{\sqrt[4]{f_{m,k}^3}} \quad (3-17)$$

mit  $f_{m,k}$  = charakteristische Biegefestigkeit des Holzes [kN/cm<sup>2</sup>];

$L$  = Stützweite [m];  $h_t$  = erforderliche Holzhöhe [cm]

Diese zusätzlich in Abbildung 3-33 dargestellten Funktionen F(24h) bis F(36h) zeigen eine gute Übereinstimmung mit den punktförmig abgebildeten Wertepaaren der Parameteranalyse. Lediglich die Funktionswerte für den zweiseitigen Überbau aus GL36h mit Stützweiten von 20-30 m erfordern eine größere Holzhöhe, als (3-17) angibt, da hierbei statt des Normalspannungskriteriums im Holz das Kriterium des Vorholzversagens bemessungsrelevant wird.

Im Rahmen der Entwurfsphase kann die Vordimensionierung des Querschnittes für eine Holz-Beton-Verbundbrücke unter Anwendung dieser Funktionen erfolgen, sofern die Überbaubreiten in etwa denjenigen der Parameterstudie entsprechen und die Verbundelementsteifigkeit etwa 250 kN/mm/m beträgt.

### 3.7 Ermüdungssicherheit von Holz-Beton-Verbundbrücken

#### 3.7.1 Einführung

Brückenbauwerke unterliegen infolge des Verkehrs einer zyklischen Beanspruchung. Diese kann auch weit unterhalb der statischen Materialfestigkeit zu Schädigungen des Materialgefüges und zu einem Ermüdungsversagen des Werkstoffes führen. Im Rahmen der Nachweise der Ermüdungssicherheit der Brückennormen wird die Ermüdung des Materials durch dauerhafte, hochzyklische Wechselbeanspruchung mit hohen Lastwechselzahlen und relativ geringen Amplituden betrachtet („High cycle fatigue“). Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken wurden bisher nicht veröffentlicht. Eine strukturierte Zusammenstellung aller notwendigen Nachweise fehlt. Es gibt derzeit keine Erkenntnisse, inwieweit die Teilquerschnitte und Verbundelemente einer Holz-Beton-Verbundbrücke unter den häufig wirkenden Lasten des Straßenbrückenbaues einer kritischen Schädigungsakkumulation unterliegen. Da die Ermüdungssicherheit einen Bestandteil der Tragsicherheit des Bauwerkes darstellt, wird die Parameterstudie im Folgenden um eine Abschätzung der Ermüdungssicherheit auf der Basis der aktuellen Brückenbaunormung erweitert.

#### 3.7.2 Parameterumfang und Nachweise

Die Untersuchungen zur Ermüdungssicherheit erfolgen an Hybridbrücken, deren Geometrie und Materialdaten den Werten der vorangegangenen Parameterstudie entsprechen. Abbildung 3-34 definiert die untersuchten Parameter und Ziele für die Ermüdungsanalyse.

Konstanten	Überbauvariante 1
	Querschnittsgeometrie nach Anhang A, Abbildung A-1
	Betonfestigkeitsklasse: C30/37
Variablen	Stützweiten [m]: 10 / 15 / 20 / 25 / 30
	Verbundelementsteifigkeit [kN/mm/m]: 250 / 500 / 1000 / 2000
	Holzfestigkeitsklassen: GL24h / GL28h / GL32h / GL36h
Ziele	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Systematisierte Zusammenstellung aller erforderlichen Nachweise</li> <li>2. Ermittlung des Einflusses der Variablen auf die Schnittgrößenverläufe und die Nachweise der Ermüdungssicherheit</li> </ol>

Abbildung 3-34: Parametervarianz und Zieldefinition der Studie zur Ermüdungssicherheit

Der Ermüdungsnachweis der Betonbrückennorm [DIN FB 102:2003] ist konzeptionell als Betriebsfestigkeitsnachweis ausgelegt. Er beinhaltet die in den Vorgängernormen verfolgte Strategie des Dauerfestigkeitsnachweises als Sonderfall. Im Betriebsfestigkeitsnachweis werden die belastungsabhängigen akkumulierten Schädigungen mit zulässigen Schädigungswerten, die das Ermüdungsverhalten der Werkstoffe charakterisieren, verglichen. Damit ist die Abschätzung der Lebensdauer eines Tragwerkes unter vorgegebener Belastung möglich.

Die Erfassung brückenspezifischer Einwirkungen aus Verkehrsaufkommen, Schwerlastanteil, Achslasten etc. erfolgt über abstrahierte Lastmodelle. Vereinfachte Abschätzungen der Ermüdungsgefährdung über die Einhaltung von Grenzkriterien dürfen im Betonbrückenbau mit den Schnittgrößen aus dem Lastmodell 1 vorgenommen werden. Die beim genauen Betriebsfestigkeitsnachweis zu berücksichtigenden Einwirkungen in Brückentragwerken sind im schädigungsäquivalenten, idealisierten Einzelfahrzeug des Ermüdungslastmodells 3 im [DIN FB 101:2003] zusammengefasst. Da die Ableitung des Ermüdungslastmodells 3 auf der Basis linearen Bauteilverhaltens und aus Wöhlerlinien des Stahlbaues erfolgte, wurden für Betonbrücken Gewichtungsfaktoren zur Erhöhung der Achslasten eingeführt [Zilch, Zehetmaier, Gläser 2004]. Untersuchungen zu analogen Korrekturen für den Holzbrückenbau sind nicht bekannt.

Die Ermüdungsfestigkeit der in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen vorkommenden Materialien der Teilquerschnitte ist weitgehend erforscht, sowohl für den Beton als auch für das Holz existieren Wöhlerlinien für verschiedene Beanspruchungsarten. Im Gegensatz dazu gibt es bisher nur sehr wenige Untersuchungen zur Materialermüdung geeigneter Verbundelemente (vgl. Abschnitt 2.7), normative Regelungen und Wöhlerlinien fehlen.

Da Wöhlerlinien generell einstufigen Belastungskollektiven zugeordnet sind, in der Realität jedoch mehrstufige Spannungskollektive auftreten, muss die Lebensdauer eines Bauteiles mit Hilfe der Schädigungsanalyse auf der Basis von Akkumulationshypothesen bestimmt werden. Im [DIN FB 102:2003] erfolgt die Quantifizierung der aus Betriebslasten entstehenden Schädigungen mit Hilfe der linearen Schadensakkumulationshypothese nach *Palmgren* und *Miner*. Dabei wird ein Schädigungsfaktor  $D$  ermittelt, der die Verhältnisse der während der Lebensdauer eines Bauteils auftretenden Spannungsspielzahlen  $n(\Delta\sigma_i)$  zu den Bruchlastspielzahlen  $N(\Delta\sigma_i)$  gleicher Schwingbreite  $\Delta\sigma_i$  summiert. Der kritische Schädigungswert  $D_{lim}$ , dem der Ermüdungsbruch folgt, bestimmt sich zu:

$$D_{lim} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} = 1 \quad (3-18)$$

Die Betonbrückennorm sieht ein dreistufiges Konzept für den Nachweis der Ermüdungssicherheit vor:

- |          |   |
|----------|---|
| Stufe 1: | Dauerfestigkeitsnachweis  |
| Stufe 2: | vereinfachter Betriebsfestigkeitsnachweis mit Hilfe der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{equ}$ |
| Stufe 3: | ausführlicher Betriebsfestigkeitsnachweis nach <i>Palmgren/Miner</i>  |

Die Genauigkeit und Aussagekraft des Nachweises nimmt mit steigender Stufe zu, ebenso steigt der Rechenaufwand. Das Nachweisverfahren der Holzbrückennorm ist Stufe 1 zuzuordnen. Im Gegensatz zur Betonnorm basieren die Nachweise der Holzbrückennorm auf ermüdungswirksamen Einwirkungen mit konstanter Amplitude, welche das gesamte Spektrum der Belastungsfälle gleichwertig ersetzen sollen. Abbildung 3-35 systematisiert in Anlehnung an [Zilch, Zehetmaier, Gläser 2004] die stufenweise Nachweisführung der Ermüdungssicherheit für Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise. In der Übersicht sind die aus Biegung und Normalkraft resultierenden Beanspruchungen berücksichtigt. Folgende Abkürzungen werden verwendet:

LM1	Lastmodell 1 nach [DIN FB 101:2003]
ELM3	Ermüdungslastmodell 3 nach [DIN FB 101:2003]
h. LFK	häufige Lastfallkombination nach [DIN FB 101:2003]
nh. LFK	nichthäufige Lastfallkombination nach [DIN FB 101:2003]
GK	Grenzkriterium

Im Folgenden werden einige Erläuterung zu den für die Analyse relevanten Nachweisen gegeben, Details finden sich im Anhang A, Tabelle A11:

- Da die Begrenzung der Betondruckspannungen auf 60% der Druckfestigkeit für Straßenbrücken auch im Rahmen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit restriktiv ist, sind für druckbeanspruchten Beton keine genaueren Nachweise notwendig. Die in der Übersicht zusätzlich angegebene Begrenzung der Druckspannungsamplitude ist nach Norm nur für Eisenbahnbauwerke gefordert.
- Der Nachweis des Betonstahles erfolgt vereinfacht über eine Begrenzung der Spannungsamplitude. Bei Überschreitung dieses Grenzkriteriums ist ein vereinfachter Betriebsfestigkeitsnachweis über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten zu führen.
- Ermüdungsnachweise im Holz sind nur dann erforderlich, wenn das Verhältnis aus Spannungsamplitude und Ermüdungsfestigkeit einen Grenzwert  $\kappa_{\text{grenz}}$  überschreitet. Der Nachweis erfolgt vereinfacht über eine Begrenzung der maximalen Spannung unter Ermüdungsbeanspruchung. Zum Nachweis von Schnittgrößeninteraktionen, wie sie als Momenten-Normalkraft-Interaktion im hölzernen Teilquerschnitt vorkommen, trifft [DIN 1074:2006] explizit keine Aussage. In der Analyse werden die beiden Spannungsanteile linear superponiert (vgl. Tabelle A1).
- Der Nachweis des Verbundelementes wird beispielhaft für die Dübelleiste geführt. Da keine Wöhlerlinien für dieses Element vorliegen, wird der Gesamtnachweis in Einzelnachweise der möglichen Versagensmodi unterteilt. Holzseitig sind dabei der Nachweis der druckbeanspruchten Kervenflanke und der Nachweis des Vorholzabscherens zu führen. Betonseitig ist das Abscheren der Kopfbolzendübel zu untersuchen. Der Nachweis der Kopfbolzendübel auf Ermüdung darf nach [DIN FB 104:2003] entfallen, wenn beim Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit auf 30% abgemindert wird. Kann dieses einfache Grenzkriterium nicht erfüllt werden, ist der Nachweis in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart im Beton zu führen.

In Betondruckgurten von Stahlverbundträgern unter Ermüdungslasten beginnt das Versagen des Kopfbolzendübels mit einem Riss am Schweißwulst. Der Rissfortschritt erfolgt durch den Schaft, den Schweißwulst oder die Wärmeeinflusszone im Flansch [Hanswille, Stranghöner 2003]. Der Ermüdungsnachweis wird mit Hilfe der rechnerischen Schubspannungsschwingbreite  $\Delta\tau$  im Bolzenschaft geführt. Dieser Nachweis kann auf die in der Parameterstudie untersuchten Holz-Beton-Verbundüberbauten ab einer Stützweite von 15 m adaptiert werden, da bei diesen der Betongurt überdrückt ist.

In Bereichen von Stahlverbundträgern mit negativer Momentenbeanspruchung verändert sich der Schädigungsmechanismus. Der Riss beginnt am Schweißwulst und wandert durch den Stahlträgerflansch. Im Stahlträgerobergurt resultieren nennenswerte Spannungsamplituden  $\Delta\sigma$ , die in Interaktion mit den Schubspannungsamplituden des Bolzenschaftes nachzuweisen sind. Eine planmäßige negative Momentenbeanspruchung, z. B. bei Durchlaufträgern, ist in Holz-Beton-Verbundbrücken nicht sinnvoll, da sie der Grundidee dieser hybriden Bauweise widerspricht. Eine Zugbeanspruchung tritt bei den untersuchten Überbau-geometrien in den Betongurten der Träger mit kurzen Spannweiten auf. Für diese Holz-Beton-Verbundüberbauten mit gerissenen Betongurten ist zu prüfen, ob neben der Schubspannungsschwingbreite im Bolzen weitere Schädigungsmechanismen das Ermüdungsverhalten maßgeblich beeinflussen.

- Der wesentliche Anteil der Gesamtschädigungen eines Bauwerkes resultiert aus den häufig auftretenden Beanspruchungen. Das Eintreten einer extremalen Beanspruchung ist für die Ermüdungssicherheit von untergeordneter Bedeutung, da es nur marginal zur Gesamtschädigung beiträgt, so dass die lastseitigen Teilsicherheitsfaktoren im Ermüdungsnachweis zu 1,0 gesetzt werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte der Ermüdungswiderstände variieren zwischen 1,0 für Holz, 1,15 für Betonstahl, 1,25 für Kopfbolzendübel und 1,5 für Beton.
- Querkraft und Torsion werden im Rahmen der Analyse ebenso wie Ermüdung in Querrichtung nicht betrachtet.

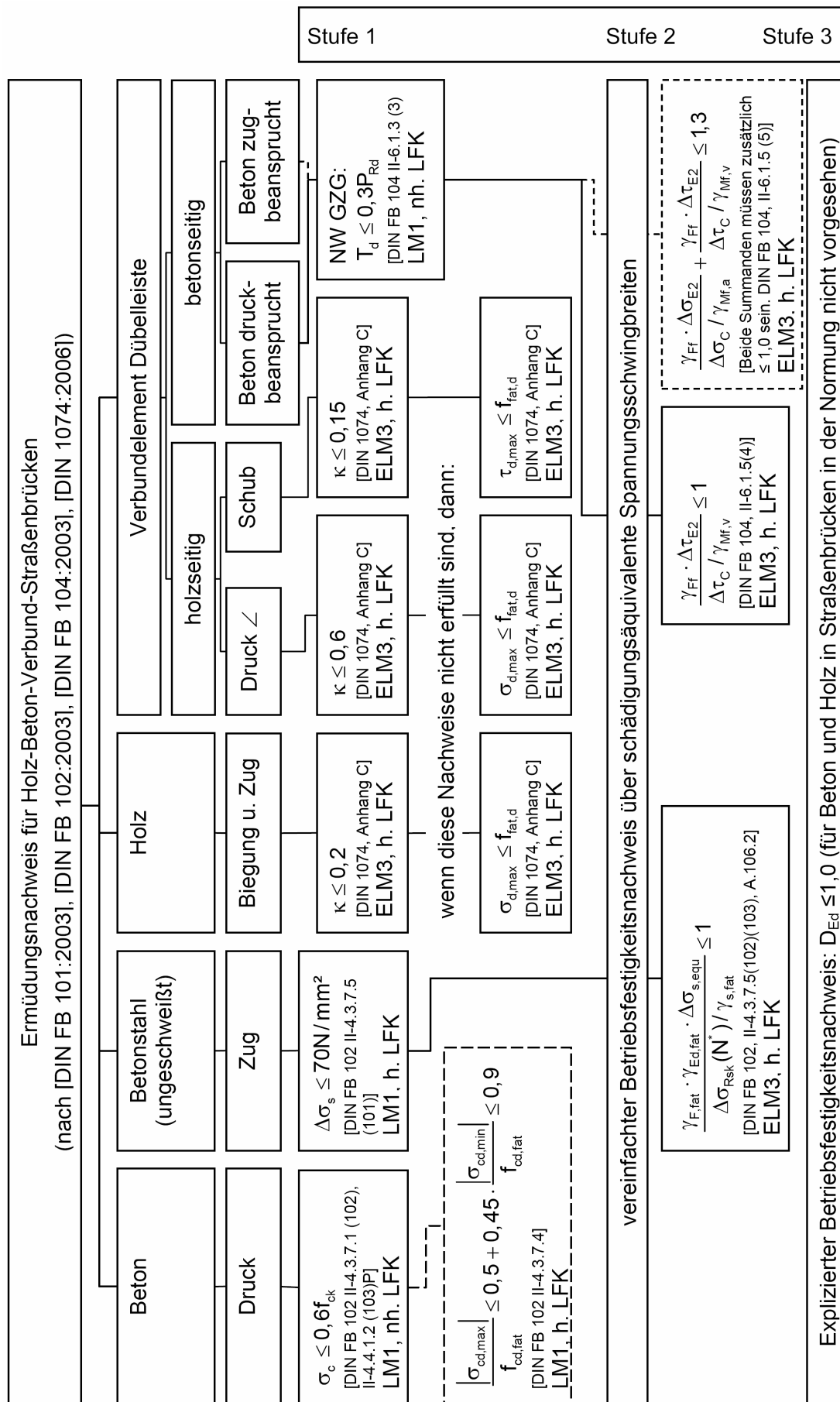


Abbildung 3-35: Ablaufschema zum Ermüdungsnachweis bei Holz-Beton-Verbundbrücken

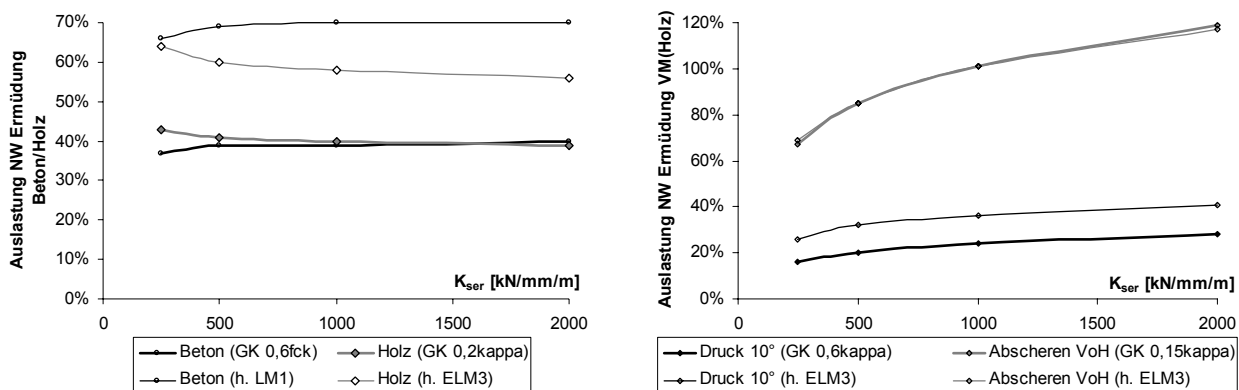
### 3.7.3 Ergebnisse

Die extremalen Schnittgrößenverläufe unter den für den Ermüdungsnachweis der Teilquerschnitte relevanten Einwirkungskombinationen sind im Anhang A, Abbildung A-20 dargestellt. Sie entsprechen qualitativ den Schnittgrößenverläufen im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei der Analyse der Berechnungsergebnisse lässt sich feststellen, dass in keinem Fall die vereinfachten Grenzkriterien für Beton, Betonstahl und Holz überschritten werden. Für die Teilquerschnitte der untersuchten Geometrien wird folglich kein Ermüdungsnachweis notwendig. Obwohl die Grenzkriterien eingehalten sind, werden die vereinfachten Nachweise für die Teilquerschnitte geführt, um die Auslastungen der Nachweise vergleichen zu können.

Abbildung A-21 zeigt die Entwicklung der Schnittgrößen und die Auslastung der Ermüdungsnachweise in Abhängigkeit von der Stützweite. Mit größer werdender Stützweite nehmen die Momente und Normalkräfte in den Teilquerschnitten sowie die Schubkräfte zu. Da die Querschnittsgeometrie aus einer Optimierung der Holzhöhe im Grenzzustand der Tragfähigkeit resultiert, bleibt die Auslastung des Ermüdungsnachweises im Holz weitgehend konstant, während die Auslastung im Beton leicht steigt. Maßgebend für die Auslastung des Ermüdungsnachweises im Beton ist derjenige Anteil, der die maximale Betondruckspannung beinhaltet. Die holzseitigen Nachweise am Verbundelement sind unkritisch.

Der Einfluss der Verbundelementsteifigkeit im Ermüdungslastfall ist in Abbildung A-22 dargestellt. Erwartungsgemäß nehmen die Biegemomente in den Teilquerschnitten mit steigender Verbundelementsteifigkeit ab, während die Normal- und Schubkräfte zunehmen. Die Steifigkeit der Verbundfuge beeinflusst offensichtlich die Auslastung der Nachweise im Beton marginal, während die Ermüdungsnachweise im Holz bei steigendem Verschiebungsmodul der Verbundelemente leicht günstiger werden. Mit wachsender Fugensteifigkeit steigt die Schubkraftamplitude. Unter der vorgegebenen Geometrie besteht ab einem Verschiebungsmodul von 1000 kN/mm/m für den Nachweis des Vorholzabscherens keine Sicherheit mehr (Abbildung 3-36).



**Abbildung 3-36:** Auslastung der Ermüdungsnachweise in Abhängigkeit von der Verbundelementsteifigkeit

Generell muss festgestellt werden, dass die Begrenzung der Betondruckspannung auf 60% der charakteristischen Festigkeit weniger restriktiv als der eigentliche Ermüdungsnachweis ist. Auch beim Nachweis des Holzquerschnittes und beim Nachweis der druckbeanspruchten Kervenflanke des Verbundelementes ist die Ausnutzung des  $K_{Grenz}$ -Wertes geringer als diejenige des zugehörigen Ermüdungsnachweises (Abbildung 3-36). Diese Ergebnisse stellen die Sicherheit der Grenzkriterien als vereinfachte Nachweisgrundlage in Frage. Eine vertiefende Untersuchung dieses Problems in Relation zu reinen Holz- und Betonkonstruktionen ist zwingend erforderlich.

Den Einfluss der Materialqualität des Holzes auf die Ermüdung von Holz-Beton-Verbundbrücken verdeutlicht Abbildung A-23. Mit steigender Holzqualität nehmen, mit Ausnahme des Biegemomentes im Holz, sämtliche Schnittgrößen ab. Diese Reduktion wirkt sich günstig auf die Ermüdungsnachweise im Beton und am Verbundelement aus. Da die Biegebeanspruchung im Holz geringer zunimmt als die Festigkeiten bei steigender Holzqualität, sinkt die Auslastung des Ermüdungsnachweises im Holz im Vergleich zwischen GL24h und GL36h um 25%.



### 3.8 Zusammenfassung und Empfehlungen für die Konstruktion von Holz-Beton-Verbundbrücken

In Zusammenfassung der Ergebnisse der durchgeführten umfangreichen Analysen zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken werden im Folgenden praktische Empfehlungen für die Materialwahl und Querschnittsdimensionierung gegeben.

Die untersuchten Querschnittstypen ÜV1 und ÜV2 dienen der Überführung ein- bzw. zweispuriger Straßen und umfassen damit den derzeit vorgesehenen Einsatzbereich für Holz-Beton-Verbundbrücken im Straßenbrückenbau. Die gewählten Querschnittsbreiten besitzen für den geplanten Anwendungsfall somit Allgemeingültigkeit. Die Höhe des Betonquerschnittes wurde in der Parameterstudie aus Gründen der Eigengewichtsreduktion und der Ökologie auf das statisch erforderliche Minimum reduziert. Die Wahl größerer Betonhöhen ist möglich, wobei ein Verhältnis von Beton- zur Holzhöhe von 1:2 nicht überschritten werden sollte. In der statischen Analyse wird für Stützweiten kleiner 15 m eine Abminderung der Betonbiegesteifigkeit auf 80% der Biegesteifigkeit des Zustandes I zur Berücksichtigung der Rissbildung im Beton empfohlen. Die erforderliche Holzhöhe wurde in der Parameterstudie optimiert. Diagramme, Funktionen und Tabellen zur Bestimmung dieser Querschnittshöhe im konkreten Anwendungsfall sind in Abschnitt 3.6 und im Anhang A angegeben.

Der Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit einer Holz-Beton-Verbundbrücke ist marginal, so dass der Einsatz der preisgünstigsten und aus Dauerhaftigkeitsgründen niedrigsten zulässigen Betonklasse C30/37 empfohlen wird.

Die Änderung der Holzfestigkeitsklasse hat einen größeren Einfluss auf die erforderliche Konstruktionshöhe als eine Änderung der Betonfestigkeitsklasse. Durch geeignete Wahl der Holzfestigkeitsklasse sind Einsparungen der Holzhöhe von bis zu 22% möglich. Aufgrund des günstigsten Preis-Leistungsverhältnisses wird der Einsatz von GL32h empfohlen. Das Holz dieser Klasse ist handelsüblich und erfordert nur geringfügig größere Holzhöhen als das höchstklassifizierte GL36h, welches aufgrund des hohen Sortieraufwandes nur beschränkt verfügbar ist.

Bei der Untersuchung der Verbundelementsteifigkeiten hat sich gezeigt, dass unter den vorgegebenen Geometrieverhältnissen Konfigurationen mit Verschiebungsmoduln ab 250 kN/mm/m alle Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise für die Teilquerschnitte erfüllen. Dabei ist neben der großen Steifigkeit eine hohe Tragfähigkeit des Verbundelementes erforderlich, damit die hohen Schubkräfte, die das Element aufgrund der Steifigkeit anzieht, aufgenommen werden können. Eine diskontinuierliche, entsprechend der Querkraftlinie abgestufte Anordnung der Verbundelemente garantiert eine effiziente Ausnutzung der Teilquerschnitte und die gleichmäßige Auslastung der Verbundelemente.

Zur Beurteilung der Ermüdungsgefährdung von Holz-Beton-Verbundbrücken wurde ein Nachweischema auf der Grundlage der aktuellen Normung erarbeitet.

In Auswertung einer auf diesem Schema basierenden Ermüdungsanalyse können folgende zusammenfassenden Aussagen für die untersuchten Überbaugeometrien getroffen werden:

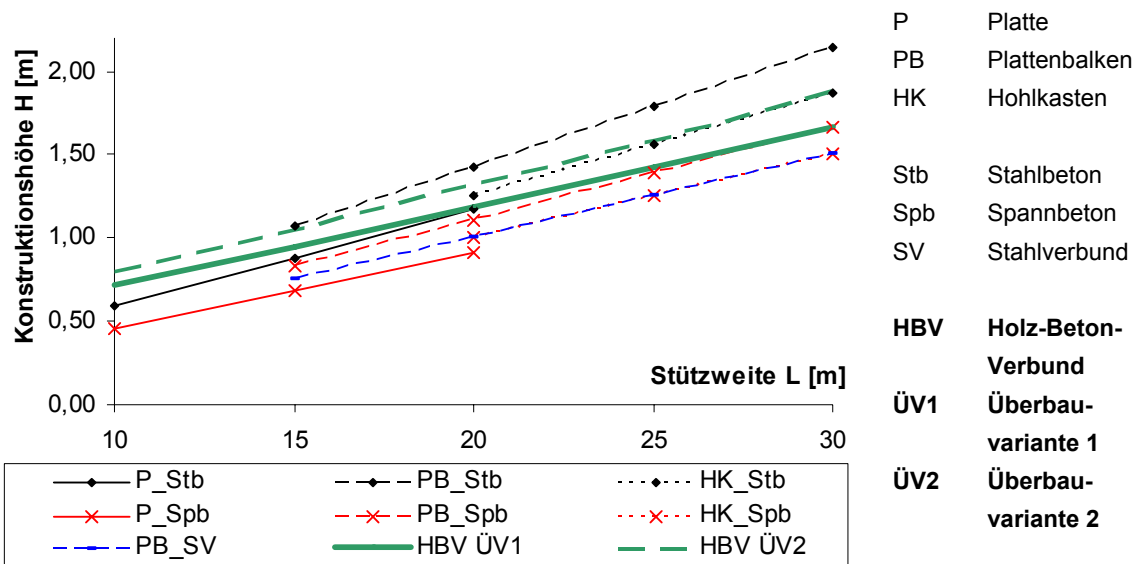
- Der Beton im Verbundquerschnitt ist nicht ermüdungsgefährdet. Die unter nicht-häufigen Lasten auftretende Betondruckspannung beträgt maximal 30% der charakteristischen Druckfestigkeit. Der vereinfachte Nachweis der Norm wird zu höchstens 50% ausgenutzt.
- Die Ermüdungssicherheit des Betonstahles ist lediglich für Brücken bis 15 m Stützweite interessant. Da der Beton bei größeren Stützweiten vollständig überdrückt ist (Abschnitt 3.3.3), tritt eine Zugbeanspruchung der Bewehrung nicht ein. Die für die kürzeren Stützweiten ermittelten Spannungsänderungen betragen maximal 10% der zulässigen Amplitude von 70 N/mm<sup>2</sup> im vereinfachten Nachweis. Ein Ermüdungsversagen des Betonstahls ist somit nicht zu erwarten.
- Der hölzerne Teilquerschnitt der Verbundbrücke ist unter den gegebenen Geometrievoraussetzungen ebenfalls nicht ermüdungsgefährdet. Die Grenzwerte  $\kappa$  werden in keinem der untersuchten Fälle erreicht, so dass ein Ermüdungsnachweis nicht erforderlich ist.
- Das Ermüdungsverhalten des Verbundelementes wurde in der Analyse exemplarisch anhand möglicher Versagensmodi der Dübelleiste untersucht. Die holzseitigen Versagens-

kriterien können auf der Grundlage der aktuellen Normung beurteilt werden. Experimentelle Untersuchungen zur Verifikation der Ermüdungssicherheit von formschlüssigen Verbindungen, die das Versatzprinzip nutzen, werden empfohlen.

In zugbeanspruchten Betongurten unterscheiden sich die Schädigungsmechanismen in Holz-Beton-Verbundbrücken von denjenigen im Stahlverbundbrückenbau. Für solche Trägerbereiche ist zu prüfen, ob Spannungsamplituden am oberen Holzrand zu zusätzlichen Schädigungen führen, die in Interaktion mit den Schubspannungsschwingbreiten das Ermüdungsverhalten der Kopfbolzendübel beeinflussen.

Zusammenfassend kann eingeschätzt werden, dass Holz-Beton-Verbundbrücken der untersuchten Überbaugeometrie nicht ermüdungsgefährdet sind. Für einen korrekten Nachweis fehlen einige Angaben in den Normen. Für den Holzquerschnitt sind Regelungen zum Nachweis der Spannungen aus Momenten-Normalkraft-Interaktion zu treffen. Zur Evaluation der Ermüdungssicherheit der Verbundfuge ist die Ermittlung von Wöhlerlinien für die Verbundelemente sinnvoll. Spezielle Untersuchungen bezüglich der Restriktivität der vereinfachten Grenzkriterien im Vergleich zu den Dauerfestigkeitsnachweisen innerhalb der Nachweisstufe 1 für Beton und Holz sind angeraten.

Abschließend wird die neue Hybridbauweise den bisher üblichen Massivbauweisen gegenübergestellt. Im Stützweitenbereich von 15 – 30 m dominieren in Deutschland Stahlbeton- und Spannbetonplattenbalkenbrücken das Baugeschehen. Abbildung 3-37 zeigt, dass Holz-Beton-Verbund-Überbauten durchaus mit diesen Konstruktionen konkurrieren können.



**Abbildung 3-37:** Erforderliche Konstruktionshöhen von Überbauten in Abhängigkeit von der Bauart (HBV-Konfiguration: C30/37, GL32h,  $K_{ser} = 250 \text{ kN/mm/m}$ )

Der Holz-Beton-Verbundüberbau ist deutlich schlanker als ein Stahlbetontragwerk und als einsteiger Plattenbalken nur unwesentlich höher als ein vergleichbares Spannbetontragwerk ausführbar. Da der Verbundüberbau dabei aber wesentlich leichter ist, ergeben sich zusätzlich Einsparmöglichkeiten in den Unterbauten.

Im Stützweitenbereich bis 15 m muss die Verbundkonstruktion mit der Betonplatte und der Spannbetonplatte konkurrieren. Da Plattensysteme a priori schlanker ausgeführt werden können, ergeben sich für das Plattenbalkensystem des Holz-Beton-Verbundquerschnittes größere Konstruktionshöhen. Der Vorteil des leichteren Überbaus bleibt jedoch bestehen, so dass – wenn die Konstruktionshöhe nicht das entscheidende Entwurfskriterium darstellt – die Holz-Beton-Verbundlösung durchaus auch in diesem Stützweitenbereich eine sinnvolle Alternative zu den herkömmlichen Betonbauwerken darstellen kann. Aus der Parameterstudie ergibt sich die Empfehlung, die Konstruktionshöhe für Holz-Beton-Verbund-Überbauten in Abhängigkeit von der Stützweite mit  $L/12$  bis  $L/18$  zu wählen, wobei die geringeren Schlankheiten für die kleineren Stützweiten gelten (vgl. Tabelle A-10).

## 4 Langzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken unter Berücksichtigung genauerer Kriechansätze

### 4.1 Motivation

Das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken unter Langzeitbeanspruchung ist ein komplexes Phänomen. Bei den innerlich hochgradig statisch unbestimmten Verbundsystemen verursacht das differente zeitabhängige Verhalten der Verbundpartner Zwängungen und Spannungsumlagerungen in der Konstruktion. Diese werden durch die Steifigkeitsentwicklung der Teilquerschnitte und des Verbundelementes ebenso beeinflusst wie durch die klimatischen Randbedingungen. Die vereinfachte Abbildung des Langzeittragverhaltens in den Holzbau-Normen [DIN 1052:2004] und [DIN EN 1995-1-1:2005] durch Abminderung der Elastizitäts- und Verschiebungsmoduln (vgl. Tabellen 2-1 und 2-2) resultiert aus dem Bestreben, das Berechnungsverfahren praxisgerecht aufzubereiten. Dieser Ansatz wurde nicht speziell für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen entwickelt, sondern nur adaptiert. Die vielfältigen interagierenden Einflüsse auf das Langzeittragverhalten werden mit der einfachen Steifigkeitsreduktion nicht im Detail erfasst. Der folgende Abschnitt widmet sich daher der Untersuchung, inwieweit der vereinfachte Steifigkeitsansatz der [DIN 1052:2004] das tatsächliche Langzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken realitätsnah abbildet. Für die detaillierte Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens unter Langzeitbeanspruchung steht das FE-Programm ISOBEAM zur Verfügung. Dieses Programm wurde von *Rautenstrauch* [Rautenstrauch 1989] entwickelt, bei der Berechnung des Langzeittragverhaltens von Holzbauteilen durch *Hartnack* weiterentwickelt und verifiziert [Hartnack 2005] sowie bereits zur Untersuchung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen eingesetzt [Grosse u. a. 2003], [Lehmann 2004], [Müller 2007]. Neben der Berücksichtigung geometrischer und physikalischer Nichtlinearitäten bietet das Programm ISOBEAM insbesondere die Möglichkeit, Kriecheffekte unter variablen klimatischen Randbedingungen detailliert abzubilden.

In Auswertung der Ergebnisse dieser Analyse werden Vorschläge zur realitätsnäheren Berücksichtigung der Langzeiteffekte für Holz-Beton-Verbundbrücken im Rahmen einer Modifikation des Normenansatzes erarbeitet.

Den detaillierten Untersuchungen an den Hybridbrücken wird im Folgenden eine kurze Zusammenfassung zur Beschreibung des Langzeittragverhaltens der am Verbund beteiligten Baustoffe vorangestellt.

### 4.2 Das zeitabhängige Materialverhalten der am Verbund beteiligten Baustoffe

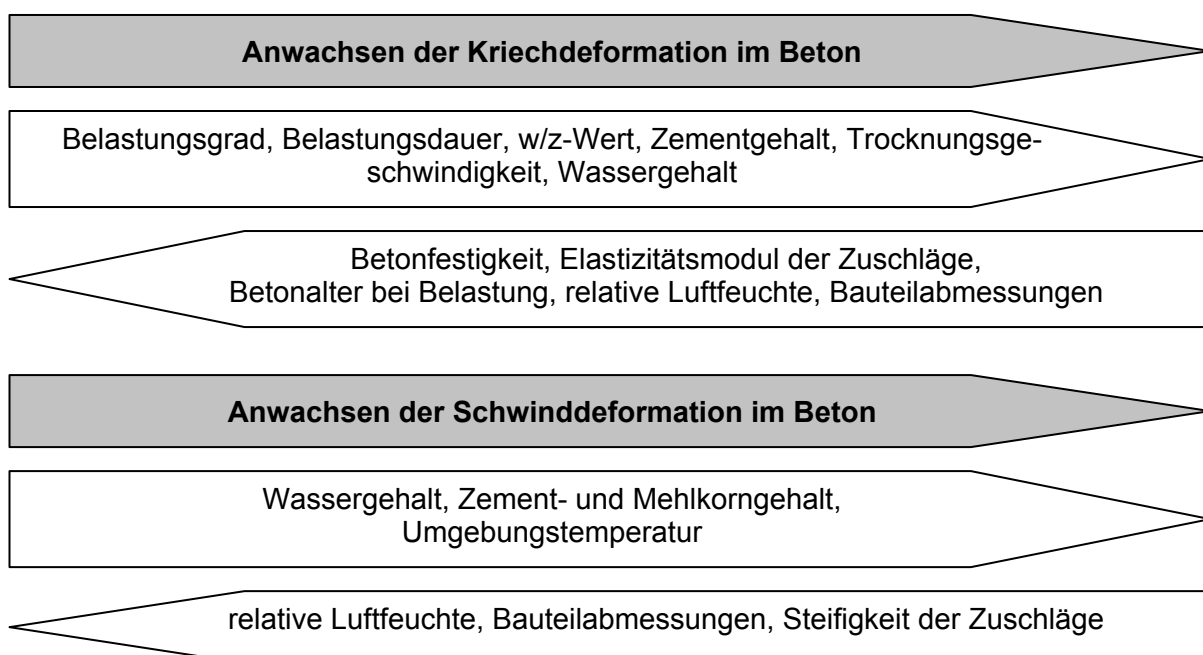
#### 4.2.1 Zeitabhängiges Materialverhalten von Beton

Die Formänderung des Betons unter dauernder Belastung setzt sich zusammen aus einem lastunabhängigen Schwindanteil und einem lastabhängigen Kriechanteil. Kriechen beschreibt die Verformungszunahme infolge einer zeitlich konstanten Lasteinwirkung, während das Schwinden als Volumenreduktion eines Körpers infolge Veränderung seines Feuchtegehaltes definiert ist.

Das Schwinden des Betons hängt vom Wasser-Zement-Wert, dem Zementgehalt und den Umgebungsbedingungen ab. Nach [Müller, Kvitsel 2002] beinhaltet es Anteile aus Trocknungsschwinden, Schrumpfen, Kapillarschwinden und Karbonatisierungsschwinden. In der Betonnormung werden nur die beiden erstgenannten Anteile berücksichtigt, da das Kapillarschwinden durch geeignete Betonzusammensetzung und Nachbehandlung vollständig vermieden werden kann und das Karbonatisierungsschwinden im Vergleich zu den anderen Anteilen vernachlässigbar geringe Ver-

formungsbeiträge liefert. Das Schrumpfen besteht aus einem mit marginaler Volumenänderung verbundenen chemischen und einem autogenen Schwindanteil. Letzterer beruht auf dem Entzug von Kapillarwasser durch die Zementreaktion. Das autogene Schwinden kann durch gute Nachbehandlung minimiert werden. Im Gegensatz zum Trocknungsschwinden ist das Schrumpfen von den Umgebungsbedingungen unabhängig. Es verläuft im Querschnitt gleichförmig, so dass keine Eigenspannungen entstehen. Als Funktion der Wasserbewegung im erhärtenden Beton liefert das Trocknungsschwinden für normalfesten Beton im Vergleich zum Schrumpfen die größeren Deformationsbeiträge.

Das Kriechen des Betons setzt sich aus einem reversiblen, verzögert elastischen und einem irreversiblen Fließanteil zusammen. Der Kriechverlauf hängt ab von der Größe der dauernd wirkenden Belastung. Während bei einem Belastungsgrad unterhalb von 45% der charakteristischen Betondruckfestigkeit eine annähernde Proportionalität zwischen Kriechdeformation und kriecherzeugender Spannung besteht, steigen die Kriechverformungen oberhalb dieser Grenze überproportional an. In Abbildung 4-1 sind die wesentlichsten Einflussfaktoren auf das Langzeittragverhalten von Beton nach [Müller, Kvitsel 2002] zusammengefasst.



**Abbildung 4-1:** Einflussfaktoren auf das Kriechen und Schwinden von Beton

In den folgenden Berechnungen wird der zeitliche Verlauf des Kriechens und Schwindens des Betons nach der nationalen Normung [DIN 1045-1:2001] und [DIN-FB 102:2003], basierend auf [DAfStb H.525:2003], berücksichtigt. Danach resultiert die Gesamtdehnung  $\varepsilon_c(t)$  eines Betonkörpers unter zeitlich konstanter Spannung aus den additiven Komponenten elastische Dehnung  $\varepsilon_{ci}(t_0)$ , Schwinddehnung  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  und Kriechdehnung  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ :

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (4-1)$$

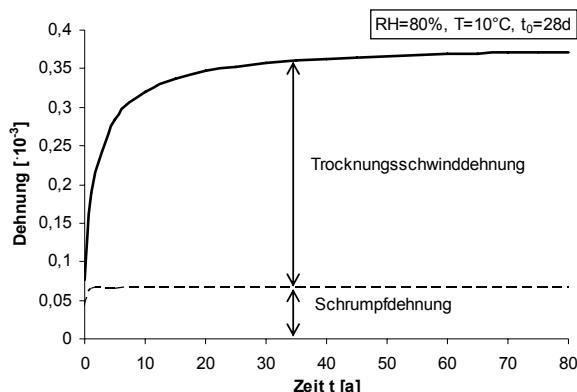
Bei der Untersuchung der Langzeitphänomene sind folgende Zeitpunkte relevant:

- $t$  Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in Tagen [d]
- $t_s$  Betonalter zu Beginn der Trocknung in Tagen [d]
- $t_0$  tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen [d]

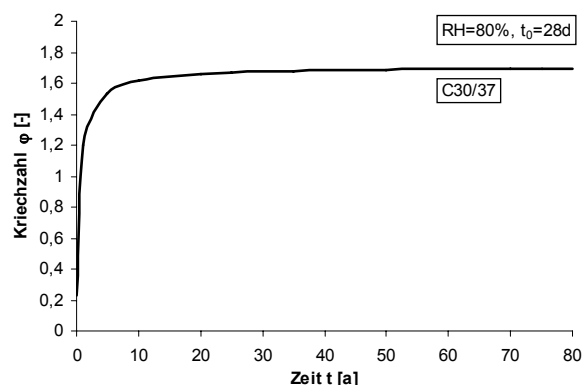
Die Schwinddehnung  $\varepsilon_{cs}(t)$  resultiert aus der Summation der Schrumpfadehnung  $\varepsilon_{cas}(t)$  und der Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ :

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (4-2)$$

Die zeitlichen Verläufe der beiden Schwinddehnungsanteile sind in Abbildung 4-2 für den der Analyse zugrunde liegenden Beton C30/37 ausgewertet.



**Abbildung 4-2:** Schwinddehnungsanteile nach [DAfStb H.525:2003]



**Abbildung 4-3:** Zeitliche Entwicklung der Kriechzahl nach [DAfStb H.525:2003]

Der zeitliche Verlauf der Kriechdehnung wird über die zeitliche Entwicklung der Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  abgebildet:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c0}} \quad (4-3)$$

mit

$E_{c0}$                       Elastizitätsmodul des Betons als Tangentenmodul nach 28 Tagen  
 $\sigma_c(t_0)$               zeitlich konstante kriecheerzeugende Betonspannung, die zum Zeitpunkt  $t_0$  aufgebracht wird

und

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4-4)$$

mit

$\varphi_0$                       Grundzahl des Kriechens  
 $\beta_c(t, t_0)$               Faktor für die zeitliche Entwicklung der Kriechverformung

Voraussetzung für die Anwendbarkeit der Gleichung (4-3) ist die Beschränkung der auftretenden kriecheerzeugenden Spannung auf 45% der Betondruckfestigkeit. Im Rahmen einer Voruntersuchung wurden für verschiedene Grenzkonfigurationen mit minimalen und maximalen Stützweiten und Verbundelementsteifigkeiten die Extremwerte auftretender Druckspannungen aus Momenten-Normalkraftinteraktion am Betonteilquerschnitt abgeschätzt. Die dabei ermittelten kriecheerzeugenden Spannungen unter Ansatz der ständigen Lastkombination betrugen maximal 26% der charakteristischen Betondruckfestigkeit. Unter Berücksichtigung der vorliegenden Geometrie- und Materialparameter tritt nichtlineares Kriechen folglich nicht auf, die Proportionalität zwischen Kriechdehnung und kriecheerzeugender Spannung kann mit hinreichender Genauigkeit vorausgesetzt werden. Die der Analyse zugrunde liegende zeitliche Entwicklung der Kriechzahl über einen baupraktischen Zeitraum von 80 Jahren ist in Abbildung 4-3 dargestellt. Die resultierende Endkriechzahl von 1,7 liegt deutlich unter dem Referenzwert von 2,5, der sich aus dem vereinfachten Steifigkeitsansatz nach [DIN 1052:2004] ergibt.

#### 4.2.2 Zeitabhängiges Materialverhalten von Holz

Die zeitabhängige Gesamtdehnung im Holz lässt sich in die additiven Komponenten elastische Dehnung, Kriechdehnung und Dehnung infolge Hygroexpansion aufspalten.

$$\varepsilon_{\text{gesamt}}(t, u) = \varepsilon_{\text{elastisch}}(t, u) + \varepsilon_{\text{viskoelastisch}}(t) + \varepsilon_{\text{mechano-sorptiv}}(u(t)) + \varepsilon_{\text{Hygroexpansion}}(u(t)) \quad (4-5)$$

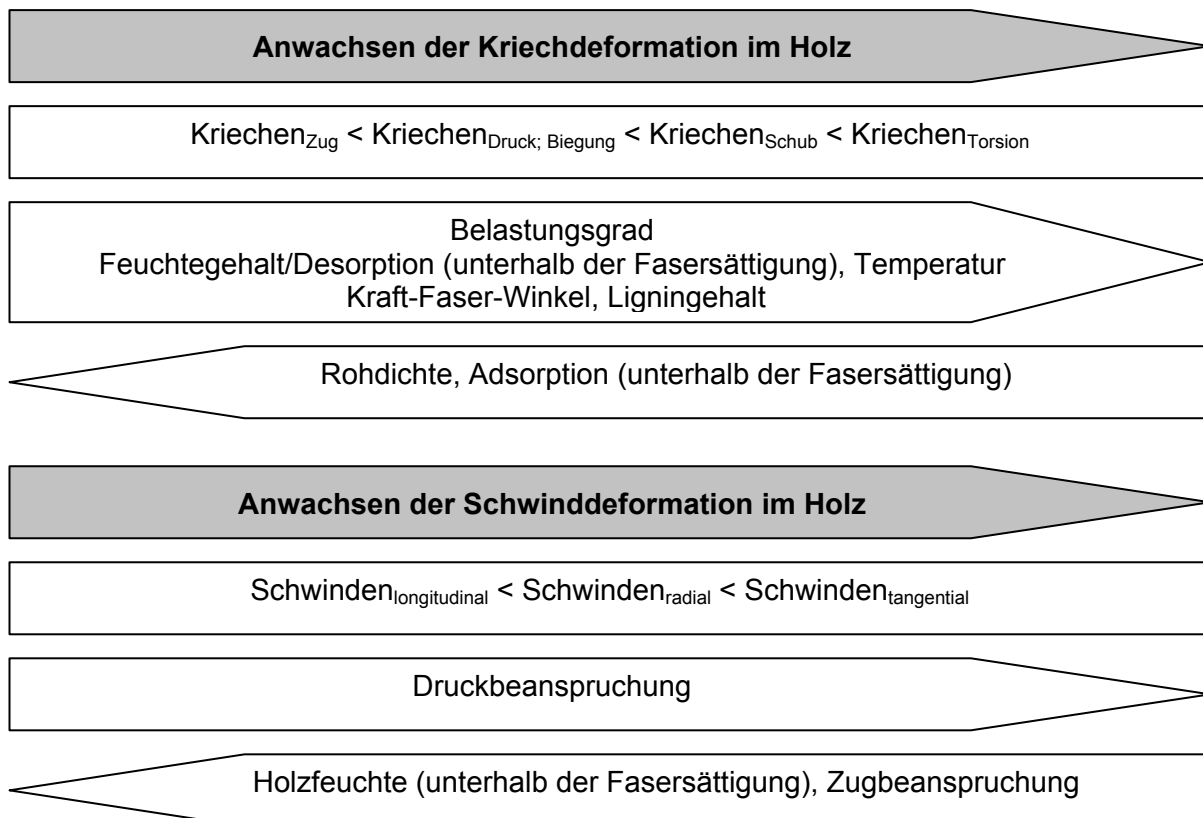
Im Gebrauchsspannungsbereich, in dem die kriecherzeugenden Spannungen maximal 40% der Bruchfestigkeiten betragen, kann Holz mit hinreichender Genauigkeit als linear viskoelastisches Material mit proportionaler Spannungs-Dehnungsbeziehung betrachtet werden. In diesem Bereich resultieren die Kriechverformungen aus einem spannungsabhängigen viskoelastischen und dem feuchteabhängigen mechano-sorptiven Kriechen. Sie konvergieren innerhalb der primären Kriechphase gegen einen Endkriechwert und sind nach ausreichend langer Entlastungsphase theoretisch vollständig reversibel. Oberhalb der Proportionalitätsgrenze treten zusätzliche irreversible nichtlineare Kriechanteile auf. Die folgende sekundäre und tertiäre Kriechphase sind durch einen konstanten bzw. beschleunigten Deformationszuwachs mit finalem Kriechbruch gekennzeichnet.

Viskoelastisches Kriechen beschreibt das klima- und feuchteunabhängige zeitverzögerte elastische Materialverhalten. Ideale Viskoelastizität verläuft ohne Energiedissipation mit vollständiger Reversibilität [Hartnack 2005].

Aus den Holzfeuchteänderungen unterhalb des Fasersättigungspunktes resultierende Deformationszunahmen kennzeichnen das mechano-sorptive Kriechen. Dieser Kriechanteil ist unvollständig reversibel, da die Verformungszunahme in Desorptionsphasen größer ist als die Verformungsabnahme in Adsorptionsphasen [Becker 2002].

Hygroexpansive Dehnungen des Holzes infolge Holzfeuchteänderung erzeugen zusätzliche Zwangsbeanspruchungen in Verbundträgern infolge der Deformationsbehinderung in der Kontaktfuge. Nach [Hartnack 2005] beeinflussen neben der Holzfeuchte und dem Winkel zwischen Faser und Richtung des Feuchtetransportes auch die Art der Beanspruchung und die Beanspruchungsgröße den Quell-/Schwindkoeffizienten.

Abbildung 4-4 visualisiert die wesentlichsten Einflussfaktoren auf das Holzkriechen nach [Rautenstrauch 1989], sowie auf die Hygroexpansion in knapper Form.



**Abbildung 4-4:** Einflussfaktoren auf das Kriechen und Schwinden von Holz

Die Berücksichtigung zeitabhängiger Deformationen erfolgt in der aktuellen Holzbaunorm [DIN 1052:2004] über eine Steifigkeitsabminderung mit dem material- und feuchteabhängigen

Verformungsbeiwert  $k_{\text{def}}$ . In der vorliegenden Analyse wird von diesem Ansatz prinzipiell abgewichen, indem die zeitabhängigen Dehnungsanteile nach Gleichung (4-5) mit Hilfe eines Kelvin-Modells explizit beschrieben werden (vgl. Abschnitt 4.3.2).

### 4.2.3 Zeitabhängiges Materialverhalten von Verbundelementen

Mit dem zeitabhängigen Verhalten der Verbundelemente wird nach [Schänzlin 2003] das erhöhte örtliche Kriechen des Holzes und des Betons im Bereich der an den Verbundelementen lokal auftretenden Spannungsspitzen beschrieben. Nach Einschätzung *Schänzlin*s kann der Einfluss des Kriechens von Verbundelementen mit großen Steifigkeiten auf das Tragverhalten von Verbundkonstruktionen vernachlässigt werden, da bei großen Steifigkeiten eine Steifigkeitsänderung die Gesamtbiegesteifigkeit des Verbundträgers nur marginal beeinflusst.

Kriechfaktoren für Verbundelemente  $k_{\text{def,con}}$  (in älteren Normen verwendete Abkürzung:  $\varphi_{\text{VM}}$ ) bestimmen sich, abhängig von den in Kriechscherversuchen gemessenen Verschiebungsdifferenzen, zu:

$$k_{\text{def,con}}(t) = \frac{v_{\text{ges}} - v_{\text{elastisch}}}{v_{\text{elastisch}}} \quad (4-6)$$

mit

$v_{\text{ges}}$	Gesamtdeformation
$v_{\text{elastisch}}$	elastische Anfangsverformung
$v_{\text{ges}} - v_{\text{elastisch}}$	Kriechverformung

Das Kriechen von Verbindungsmitteln für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wurde bisher nur ansatzweise experimentell untersucht. Wie in Abschnitt 2.6.1 bereits erläutert, existieren Versuchsergebnisse aus Kriechscherversuchen an für den Brückenbau geeigneten Verbundelementen lediglich für Kerven [Kuhlmann, Aicher, Michelfelder 2004] und Konsolnocken [Glaser 2005]. *Michelfelder* testete 3 Push-Out-Körper mit Kerven im überdachten Außenklima mit 30% der Kurzzeitbruchlast über einen Zeitraum von 365 Tagen. Analog zu [Blaß, Romani 2002] entwickelte sie einen logarithmischen Kriechansatz nach folgender Funktion:

$$\varphi_{\text{VM}}(t) = 0,197 \cdot \ln(t) - 0,548 \quad (4-7)$$

Der mit Hilfe dieser Regression für eine Belastungsdauer von 20000 Tagen extrapolierte Kriechfaktor betrug für die Kerbe ohne stiftförmiges Verbindungsmittel 1,4.

*Glaser* untersuchte im ungeregelten Innenklima 3 Konsolnocken im Single-Push-Out-Test über einen Zeitraum von 338 Tagen. Auch bei diesen Versuchen wurden ca. 30% der Kurzzeittraglast als Prüflast aufgebracht. Er beschrieb das Kriechen der Konsolnocke mit der Potenzfunktion

$$\varphi_{\text{VM}}(t) = 0,59 \cdot t^{0,17} \quad (4-8)$$

und bestimmte den extrapolierten Kriechendwert nach 55 Jahren zu 3,18.

Um detaillierte Kenntnisse zum Verformungsverhalten geeigneter Verbundelemente unter den klimatischen Randbedingungen, denen das Verbundelement in einem Brückentragwerk ausgesetzt ist, gewinnen zu können, wurden eigene Langzeitscherversuche konzipiert. Dabei wurden Kerven (K), Dübelleisten (S) und X-Verbinder (X) unter 25 – 30% der Kurzzeitbruchlast im überdachten Außenklima getestet. Genaue Angaben hierzu finden sich im Abschnitt 5.2.4. Die gemessenen Verformungen setzen sich aus den Kriechverformungen im Beton, den viskoelastischen und mechano-sorptiven Kriechanteilen im Holz, den hygroexpansiven Verformungen des Holzes, dem Schwinden des Beton sowie den Temperaturdehnungen des Versuchskörpers und des Versuchstandes, die eine marginale Kraftvariation bewirken, zusammen. Deformationen mit Verkürzung der Probekörper (Schwinden von Beton und Holz) und solche aus Temperaturerhöhung verlaufen dabei unbehindert.

Dehnungsbehinderungen resultieren aus dem Quellen des Holzes und unter Abkühlung. Diese Einflüsse können nicht exakt quantifiziert werden, da sie vom unbekannten Verhältnis der Steifigkeit der Verbundelemente zur Steifigkeit des Probekörpers und des Versuchsrahmens abhängen. Analog zu den anderen Autoren wird daher zunächst keine Separierung der einzelnen Verformungsanteile vorgenommen, sondern der Kriechfaktor nach Gleichung (4-6) aus den gesamten gemessenen Deformationen bestimmt. Dieser Ansatz liegt zum einen auf der sicheren Seite und ist zum anderen im Vergleich zu den Ungenauigkeiten, die aus der Extrapolation der Messdaten von 343 auf 20000 Tage resultieren, im Rahmen der Parameteranalyse hinreichend genau. Tabelle 4-1 gibt die Kriechkoeffizienten der drei Versuchsserien aus den gemessenen Werten und den logarithmischen bzw. potenziellen Extrapolationen an.

**Tabelle 4-1:** Kriechkoeffizienten der Verbundelemente der eigenen Versuchsserien (Messwerte und Extrapolation)

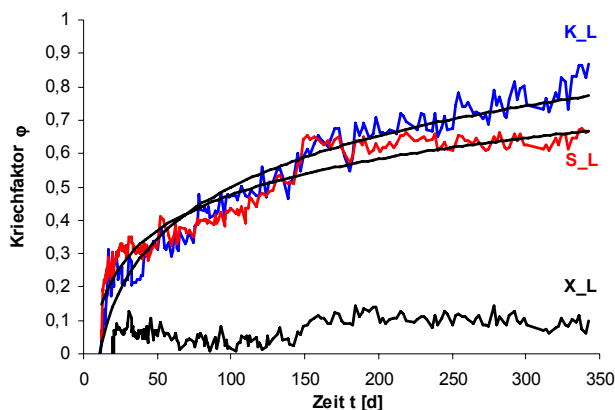
Serie	Kriechfaktoren aus Messwerten $k_{\text{def,con}} = v_t / v_0 - 1$			Logarithmische Extrapolation $k_{\text{def,con}}(t) = a \cdot \ln(t) + b$			Extrapolation mit Potenzansatz $k_{\text{def,con}}(t) = c \cdot t^d$		
	$v_0$	$v_{t=343}$	$k_{\text{def,con}}(t=343\text{d})$	a	b	$k_{\text{def,con}}(t=20000\text{d})$	c	d	$k_{\text{def,con}}(t=20000\text{d})$
K	0.194	0.362	0.87	0.2217	-0.5216	1.67	0.0447	0.5031	6.52
S	0.357	0.596	0.67	0.1548	-0.2369	1.30	0.0907	0.3494	2.87
X	0.331	0.364	0.10						

Da die X-Verbinder nur marginale Verschiebungszunahmen aufweisen, werden lediglich die Ker-ven und die Dübelleiste in der weiteren Untersuchung berücksichtigt. Abbildung 4-5 zeigt die Messdaten und deren logarithmische Regression. Abbildung 4-6 stellt die aus der Extrapolation ermittelten Kriechfaktoren nach *Michelfelder* [Kerve], nach *Glaser* [Konsolnocke] und die Kurven der eigenen Versuche dar. Zum Vergleich ist die analytische Asymptote des vereinfachten Steifigkeitsansatzes nach [DIN 1052:2004], die sich zu

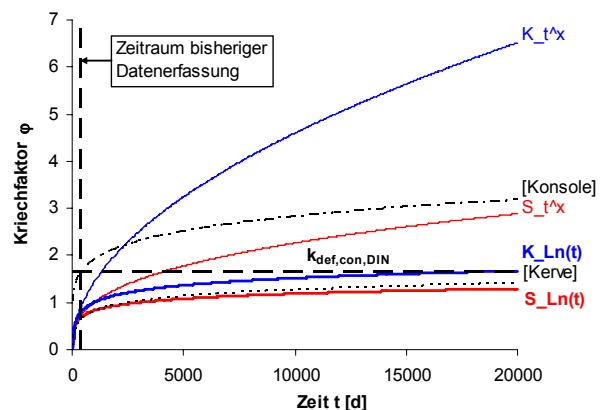
$$k_{\text{def,con,DIN}} = (2,5 + k_{\text{def,t}}) / 2 \quad (4-9)$$

ergibt, angegeben.

Der Potenzansatz scheint ungeeignet, da er auch nach 55 Jahren keine Konvergenz zeigt. Die logarithmischen Funktionen für Kerve und Dübelleiste korrespondieren mit dem Vorschlag der aktuellen Holzbaunormung.



**Abbildung 4-5:** Kriechfaktoren der Verbundelemente nach 343 Tagen



**Abbildung 4-6:** Extrapolierte Kriechfaktoren der Verbundelemente nach 20000 Tagen



Aussagen zur Genauigkeit der Extrapolationsfunktionen sind nicht möglich, da der Zeitraum der bisherigen Datenerfassung zu kurz ist. Um das Kriechverhalten von Verbundelementen zukünftig exakter beschreiben zu können, werden die eigenen Langzeitscherversuche kontinuierlich weitergeführt und periodisch ausgewertet.

## 4.3 Langzeituntersuchungen mit dem Programm ISOBEAM

### 4.3.1 Geometrie und Materialansatz

Die detaillierte Analyse des Langzeittragverhaltens von Holz-Beton-Verbundbrücken basiert auf der in Abschnitt 3 dargestellten Geometrie der Überbauvariante 1. Abbildung 4-7 gibt einen Überblick über den Parameterumfang und die Untersuchungsziele.

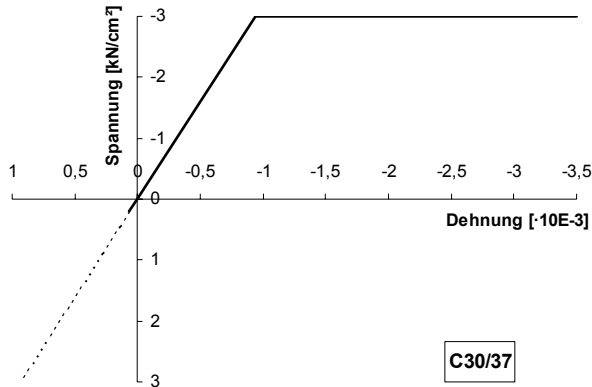
Konstanten	Überbauvariante 1
	Querschnittsgeometrie nach Anhang A, Abbildung A-1
	Betonfestigkeitsklasse: C30/37
Variablen	Stützweiten [m]: 10 / 15 / 20
	Verbundelementsteifigkeit [kN/mm/m]: 250 / 1000 Kriechen des Verbundelementes
	Holzfestigkeitsklassen: GL24h / GL32h
	Klimatische Randbedingungen
Ziele	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Ermittlung des Einflusses der Variablen auf die Schnittgrößenverläufe und die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit</li> <li>2. Ermittlung von Traglastquotienten</li> <li>3. Vergleich mit den Berechnungsergebnissen nach [DIN 1052:2004]</li> <li>4. Erarbeitung von Konzepten zur genaueren Erfassung der Langzeiteffekte</li> </ol>

**Abbildung 4-7:** Parametervarianz und Zieldefinition der Analyse zum Langzeittragverhalten

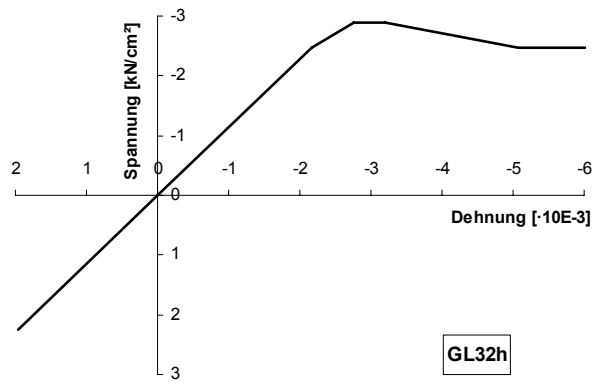
Der Berechnung wird das in Abschnitt 3.3.1 vorgestellte Stabwerksmodell zugrunde gelegt. Eine zusätzliche Querschnittsdiskretisierung der Stabelemente in einzelne Layer dient der genaueren Erfassung des nichtlinearen Materialverhaltens und der zeit- und feuchteabhängigen Dehnungen über den Querschnitt. Das Materialverhalten von Beton und Holz wird nichtlinear unter Verwendung der in Abbildung 4-8 und Abbildung 4-9 angegebenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen simuliert. Der Beton wird in der Druckzone elastisch-ideal plastisch und in der Zugzone vereinfachend ideal elastisch ohne Beschränkung der Betonzugfestigkeit abgebildet. Die Bewehrung wird nicht separat berücksichtigt. Für Stützweiten größer 15 m wurde in Abschnitt 3.3.3 nachgewiesen, dass der Beton in der Zugzone nicht aufreißt. Für kleinere Stützweiten trifft dies unter der quasi-

ständigen Lastkombination in den meisten Fällen ebenfalls zu. Da im Betonquerschnitt außerdem mindestens die Bewehrung nach [ZTV-ING:2003] vorhanden ist, werden auftretende Zugspannungen sicher aufgenommen. Der Fehler im Steifigkeitsansatz, der durch Vernachlässigung der Rissbildung bei der Simulation entsteht, wird im Rahmen der hier durchgeführten Analyse als gering eingeschätzt.

Analog [Rautenstrauch, Döhner, Schaffitzel 2004] wird für Holz eine elastisch-plastische Arbeitslinie im Druckbereich und ein elastisch sprödes Materialverhalten im Zugbereich berücksichtigt.



**Abbildung 4-8:** Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton in der Langzeitsimulation



**Abbildung 4-9:** Spannungs-Dehnungsbeziehung für Holz in der Langzeitsimulation

Für die Verbundelemente ist ein linear-elastisches Materialgesetz implementiert, wobei die effektive Biegesteifigkeit nach Abbildung 3-6, basierend auf dem Bruchwert des Verschiebungsmoduls, einfließt.

Sämtliche Steifigkeits- und Festigkeitswerte werden mit ihren 5%-Fraktilwerten ohne Teilsicherheitsbeiwerte in der Berechnung berücksichtigt. Lediglich für den Elastizitätsmodul des Betons fließt statt des 5%-Fraktils der mittlere Elastizitätsmodul als Tangentenmodul in die Untersuchungen ein. Aus der Gegenüberstellung des 5%-Quantils des zu ermittelnden Widerstandes der Konstruktion und des 95%-Quantils der Einwirkungen kann die Sicherheit der Konstruktion evaluiert werden.

#### 4.3.2 Beschreibung der hygrothermischen Langzeiteffekte im Modell

Die Beschreibung des hygrothermischen Langzeittragverhaltens erfolgt im Programm ISOBEAM unter Nutzung rheologischer Modelle mit Hilfe von in Reihe angeordneten Kelvinelementen. Ein einzelnes Kelvinelement innerhalb der Kette entsteht durch Parallelschaltung der mechanischen Komponenten ideal-elastische Hookesche Feder und ideal-viskoser Newtonscher Dämpfer. Durch Erhöhung der Anzahl der Kettenglieder können Kriechfunktionen mit steigender Genauigkeit approximiert werden.

Während das Schwinden des Betons in der Berechnung durch einen äquivalenten Temperaturlastfall berücksichtigt wird, erfolgt die Beschreibung der Langzeiteffekte infolge Kriechen des Beton nach Gleichung (4-3) durch eine vierparametrische Kelvinkette. Die mathematische Darstellung des Modells mit vier Elementen basiert auf der Kriechfunktion  $J(t)$  nach [Becker 2002]:

$$J(t) = \frac{1}{E_0} \cdot \left[ 1 + \sum_{i=1}^4 \varphi_i \cdot \left( 1 - e^{-\frac{t}{\Theta_i}} \right) \right] \quad (4-10)$$

Darin beschreiben die Kriechfaktoren  $\varphi_i$ , wie sich die einzelnen Kelvinelemente relativ zu ihrer elastischen Nachgiebigkeit maximal verformen:

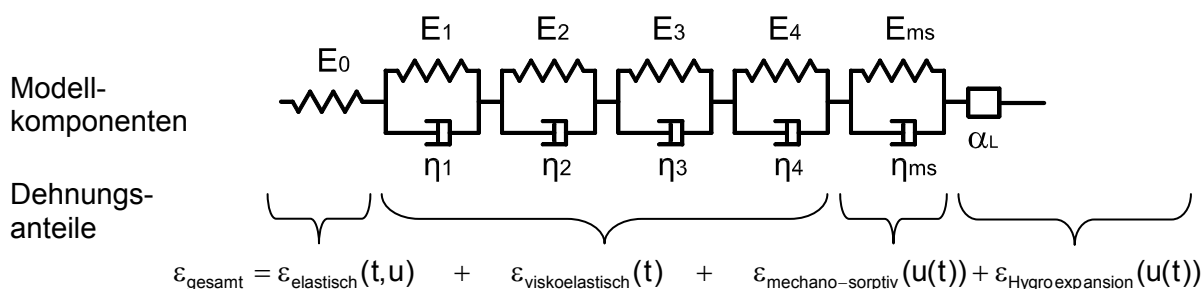
$$\varphi_i = \frac{E_0}{E_i} \quad (4-11)$$

Die Retardationszeiten  $\Theta_i$  charakterisieren die Geschwindigkeiten des jeweiligen Deformationsvorganges:

$$\Theta_i = \frac{\eta_i}{E_i} \quad (4-12)$$

In der Analyse wird das Betonkriechen nach [DAfStb H.525:2003] berücksichtigt, wobei die in Tabelle 4-2 angegebenen Kriechfaktoren und Retardationszeiten für den Beton C30/37 nach [Müller 2007] einfließen.

Die Beschreibung des zeit- und klimaabhängigen Materialverhaltens des Holzes nach Gleichung (4-5) erfolgt mit Hilfe des von *Becker* [Becker 2002] entwickelten und von *Hartnack* [Hartnack 2005] erweiterten rheologischen Modells einer Kelvinkette (Abbildung 4-10).



**Abbildung 4-10:** Verwendetes rheologisches Modell des Holzes nach [Becker 2002]

Der zeitabhängige viskoelastische Kriechanteil wird dabei durch Reihenschaltung von vier Kelvin-Elementen modelliert. Tabelle 4-2 gibt die verwendeten viskoelastischen Parameter nach *Becker* an.

**Tabelle 4-2:** Kriechfaktoren und Retardationszeiten der approximierten Kriechfunktionen für Holz und Beton

Kelvin-Element	Beton		Holz	
	Kriechfaktor $\varphi_i$ [-]	Retardationszeit $\Theta_i$ [h]	Kriechfaktor $\varphi_i$ [-]	Retardationszeit $\Theta_i$ [h]
1	0,293	1717,45	0,08	15
2	0,635	1717,45	0,08	400
3	0,565	14130,95	0,22	4000
4	0,195	92250,39	0,22	28000
Endkriechfaktor $\varphi_{\infty}$	1,688		0,60	

Ein weiteres Kelvinelement beschreibt den mechano-sorptiven Kriechanteil mit folgenden Parametern:

Federparameter: 
$$E_{ms} = \frac{\frac{E_0}{\alpha_L} \cdot 1,25 \cdot 10^{-3}}{\Delta u} \quad (4-13)$$

mit

$\alpha_L$  Quell-/Schwindkoeffizient in Faserlängsrichtung [-]

$\Delta u = u_{\max} - u_{\min}$  Holzfeuchtedifferenz [-]

Dämpferparameter: 
$$\eta_{ms} = E_{ms} \cdot \Delta u = \frac{E_0}{\alpha_L} \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \quad (4-14)$$

Der im *Beckerschen* Modell zusätzlich enthaltene nichtlineare Kriechanteil wird in dieser Arbeit nicht berücksichtigt, da dieses irreversible Kriechen nur jenseits der Proportionalitätsgrenze auftritt, welche unter den hier zu berücksichtigenden quasi-ständigen Lasten nicht erreicht wird.

Der letzte Summand in Gleichung (4-5) beschreibt die hygroexpansiven Vorgänge im Holz. Nach *Becker* wirkt sich neben der Holzfeuchteänderung auch die Art der Beanspruchung und die Beanspruchungsgröße auf diesen Dehnungsanteil aus:

$$\dot{\varepsilon} = \bar{\alpha}_L \cdot \Delta u \quad (4-15)$$

mit

$$\bar{\alpha}_L = \begin{cases} \alpha_L \cdot (1 - 180 \cdot \varepsilon) & \varepsilon \leq 0 \\ \alpha_L \cdot e^{(-180 \cdot \varepsilon)} & \varepsilon > 0 \end{cases} \quad (4-16)$$

und

$$\alpha_L = 0,007 \%/\%.$$

Auch zur Beschreibung des Langzeittragverhaltens der Verbundelemente werden vierparametrische Kelvinketten genutzt. Zur Berücksichtigung eines größeren Varianzbereiches des Verbundelementkriechens erfolgt die Approximation der Kriechfunktion  $J(t)$  für die logarithmischen Extrapolationsansätze der Kerve und der Dübelleiste nach Abbildung 4-6 aus den eigenen Versuchsserien, sowie für den Potenzansatz der Konsolnocke nach [Glaser 2005]. Die verwendeten Kriechparameter (Tabelle 4-3) basieren auf Regressionsanalysen von *Müller* [Müller 2007].

**Tabelle 4-3:** Kriechfaktoren  $\varphi_i$  und Retardationszeiten  $\Theta_i$  der approximierten Kriechfunktionen für die Verbundelemente

Kelvin- Element	Kerve		Dübelleiste		Konsolnocke	
	$\varphi_i$ [-]	$\Theta_i$ [h]	$\varphi_i$ [-]	$\Theta_i$ [h]	$\varphi_i$ [-]	$\Theta_i$ [h]
1	0,494	4475,84	0,291	902,76	0,932	49,91
2	0,345	23591,82	0,226	6993,78	0,553	3403,50
3	0,355	95993,67	0,212	40134,19	0,617	32995,48
4	0,652	641005,47	0,339	307792,03	1,396	330557,15
$\varphi_\infty$	1,846		1,068		3,498	

### 4.3.3 Beschreibung des Klimas

Der Einfluss des Umgebungsklimas auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ist insbesondere aufgrund der Hygroskopizität des Holzes signifikant. Obwohl auch eine Klimaabhängigkeit des Langzeittragverhaltens von Beton besteht, wird für diesen Teilquerschnitt in Übereinstimmung mit der aktuellen Normung vereinfachend ein konstantes Umgebungsklima berücksichtigt, welches durch eine relative Luftfeuchte von 80% gekennzeichnet ist.

Die Kurzzeittragfähigkeit des hölzernen Teilquerschnittes hängt direkt von der Holzfeuchte ab, da der Elastizitätsmodul und die Festigkeitswerte mit der Holzfeuchte korrelieren. Gleichzeitig bewirken die Adsorptions- und Desorptionsprozesse Veränderungen der Querschnittswerte. Feuchtevariationen beeinflussen im Langzeittragverhalten direkt das mechano-sorptive Kriechen, während eine Variation der Einbauholzfeuchte auch den Verlauf des viskoelastischen Kriechen verändert. Zur mathematischen Beschreibung der Abhängigkeit der Oberflächenholzfeuchte vom Umgebungsklima wird der Ansatz nach [Avramidis 1989] verwendet:

$$u(T, RH) = 0,01 \cdot \left[ \frac{-T \cdot \ln(1 - RH)}{0,13 \cdot \left(1 - \frac{T}{647,1}\right)^{-6,46}} \right]^{\frac{1}{110 \cdot T^{-0,75}}} \quad (4-17)$$

mit

u Gleichgewichtsholzfeuchte [-]

RH relative Luftfeuchte

T Temperatur [K]

Die exakte Erfassung der klimatischen Randbedingungen ist eine wesentliche Voraussetzung für die weitere Analyse. Dabei ist die Frage zum Ansatz der das Umgebungsklima kennzeichnenden Nutzungsklasse zu klären. In [DIN 1052:2004] werden drei Nutzungsklassen unterschieden, wobei für Bauwerke im Außenbereich die Klassen 2 und 3 relevant sind. Bauteile der Nutzungsklasse 2 sind durch eine Holzfeuchte gekennzeichnet, die einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchte entspricht, die nur wenige Wochen im Jahr 85% überschreitet. Beispielfhaft werden hierfür überdachte, offene Bauwerke mit einer Ausgleichsfeuchte zwischen 10 und 20% genannt. Bauwerke mit höheren Ausgleichsfeuchten sind der Nutzungsklasse 3 zuzuordnen. Damit wird als Einstufungskriterium eindeutig die Holzfeuchte und nicht die Umgebungsfeuchte festgelegt. Im Gegensatz zu [Ceccotti, Fragiaco 2006], die eine Einstufung von Holz-Beton-Verbundtragwerken im Außenbereich in Nutzungsklasse 3 empfehlen, ist nach eigenen Untersuchungen die Einordnung solcher Hybridkonstruktionen in die Nutzungsklasse 2 nach [DIN 1052:2004] gerechtfertigt. Dies gilt auch für Klimate mit Luftfeuchten, die für mehrere Wochen im Jahr 85% überschreiten, wenn nachgewiesen werden kann, dass die Holzfeuchte kleiner als 20% bleibt. In Auswertung der Messdaten von Holzfeuchtemessungen an Holz-Beton-Verbundträgern im Außenbereich nach [Blaß, Romani 2002], [Kenel, Meierhofer 1998], [Mäkipuro u. a. 1996] u. a. wird festgestellt, dass die Holzfeuchte im Hybridtragwerk diese Grenze der Ausgleichsholzfeuchte nicht überschreitet. Offensichtlich erfüllt eine ausreichend auskragende Betonfahrbahnplatte die Anforderungen an den konstruktiven Holzschutz für die darunter liegenden Hauptträger in idealer Weise.

Zur mathematischen Beschreibung des Klimaverlaufes werden die Auswertungen in Deutschland gemessener Klimadaten von [Hartnack 2005] und [Becker 2002] herangezogen (Abbildung 4-11). *Hartnack* approximiert gemessene Temperaturkurven im Außenbereich mit folgendem Sinusan-

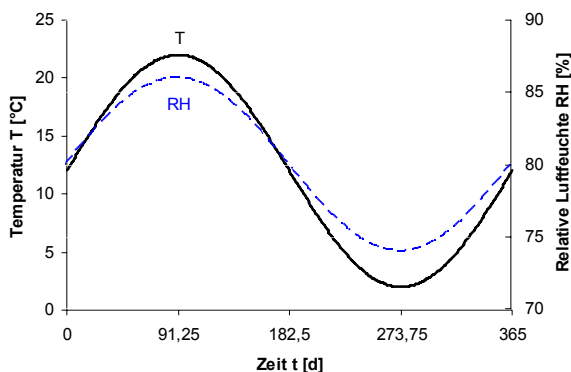
$$T = 12^\circ\text{C} + 10^\circ\text{C} \cdot \sin\left(t \cdot \frac{2 \cdot \pi}{365\text{d}}\right) \quad (4-18)$$

Die Abbildung der Luftfeuchtevarianz erfolgt in Anlehnung an [Becker 2002]:

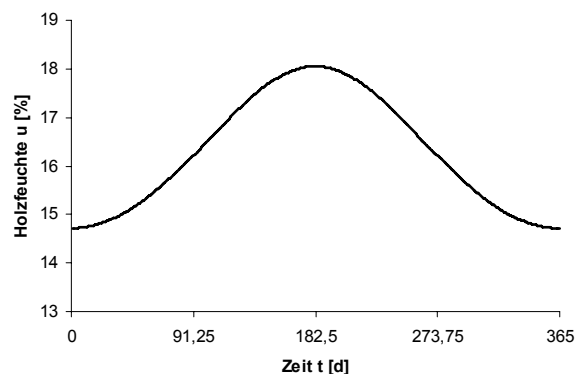
$$RH = 0,80 + 0,06 \cdot \sin\left(t \cdot \frac{2 \cdot \pi}{365\text{d}}\right) \quad (4-19)$$

Für die Berechnung ist es weiterhin notwendig, den Startpunkt in der Simulation der Feuchtehistorie sowie die initiale Holzfeuchte festzulegen. Da es sich bei den Hauptträgern um Brettschicht-holzquerschnitte handelt, wird die Ausgangsholzfeuchte als konstant mit 15% angesetzt. Voruntersuchungen zur geeigneten Wahl des Startpunktes der Feuchtebeanspruchung in [Müller 2007] bestätigen den inhaltlich sinnvollen Ansatz, die Kriechuntersuchungen zum Zeitpunkt des Feuchteminimums zu beginnen. Das bedeutet in der Realität, die Hauptträger mit einer initialen Holzfeuchte von ca. 15% werden mit Beginn der Montage in situ einem feuchteren Klima ausgesetzt, wodurch die Holzfeuchte entsprechend dem sinusförmigen Verlauf nach Gleichung (4-17) sofort ansteigt. Diese klimatische Belastungsgeschichte liefert extremale Momentenbeanspruchungen im hölzernen Teilquerschnitt und weitestgehend stetige Schnittgrößenverläufe im Vergleich zu Berechnungen mit anderen Startpunkten. Der gewählte Ansatz zum zeitlichen Verlauf der Oberflächenholzfeuchte als Beanspruchung im Rahmen der Kriechuntersuchungen ist in Abbildung 4-12 dargestellt.

Zur Bestimmung der Holzfeuchteverteilung wird der über die Querschnittshöhe gelayerte Holzquerschnitt zusätzlich über die Querschnittsbreite diskretisiert. Dadurch entsteht eine Faserstruktur. Die Abbildung des Feuchtediffusionsprozesses erfolgt nach [Hartnack 2005] auf der Grundlage des 2. Fickschen Massentransportgesetzes.



**Abbildung 4-11:** Temperatur und Luftfeuchtevarianz für die Langzeitsimulation



**Abbildung 4-12:** Verwendete Funktion der Oberflächenholzfeuchte mit Startpunkt der Kriechberechnung

Anhand einer von der Kriechberechnung entkoppelten Betrachtung am Fasermodell wird die Wasserdampfdiffusion über den Querschnitt berechnet, woran sich eine Rücktransformation der Berechnungsergebnisse auf das Layermodell durch Mittelwertbildung anschließt. Mit der beschriebenen Vorgehensweise wird zu jedem Zeitschritt der Langzeituntersuchung die aktuelle Holzfeuchteverteilung im Querschnitt in Abhängigkeit von den klimatischen Randbedingungen berücksichtigt.

#### 4.3.4 Einwirkungen und Lastkombinationen

Die Langzeitsimulationen erfolgen mit dem Ziel der Quantifizierung der verschiedenen Einflüsse aus dem unterschiedlichen Langzeitverhalten der Teilquerschnitte, dem Kriechen des Verbundelementes und dem Klima auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundkonstruktion. Neben der Entwicklung der einzelnen Schnitt- und Verformungsgrößen unter Langzeitbeanspruchung ist die Reduktion der Traglast, welche sich im Traglastquotienten widerspiegelt, von Bedeutung. Zur Bestimmung dieses Traglastverhältnisses zwischen finalem und initialem Belastungszustand ist die Durchführung zusätzlicher Kurzzeitsimulationen notwendig.

In der Langzeitsimulation wird die Holz-Beton-Verbundbrücke über einen Zeitraum von 20 Jahren mit der kriecherzeugenden Einwirkung entsprechend folgender quasi-ständiger Lastfallkombination beansprucht (vgl. Abschnitt 3.4):

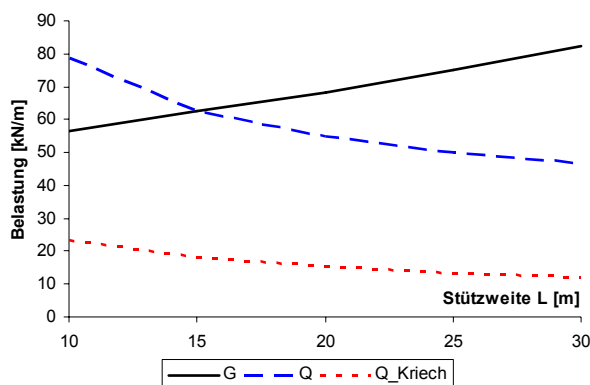
$$\max q_{\text{fin}} = [1] + [2] + 0,2 \cdot ([3] + [5] + [7]) \quad (4-20)$$

Um unrealistisches lokales Versagen zu verhindern, wird die Tandemachse des Lastfalles 7 in eine äquivalente Gleichlast überführt, welche die gleiche Momentenbeanspruchung am Gesamtquerschnitt hervorruft.

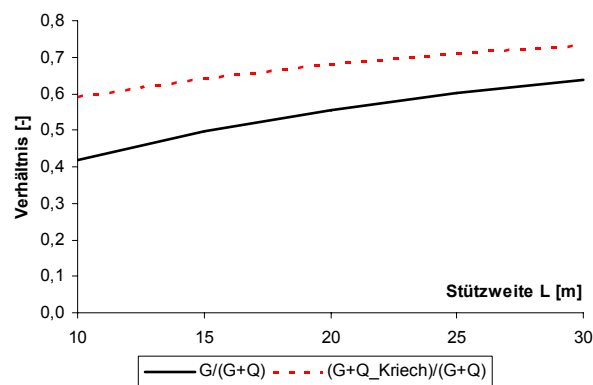
Bei der Simulation des Kurzzeittragverhaltens werden die Verkehrslasten zu 100% mit ihren charakteristischen Werten berücksichtigt, wobei die Last aus der Tandemachse gleichmäßig über die Stützweite verteilt wird:

$$\max q_{\text{inst}} = [1] + [2] + [3] + [5] + [7] \quad (4-21)$$

Die charakteristischen Werte aus Eigenlasten (Lastfälle 1 und 2) und quasi-ständigem bzw. 100%igem Verkehrslastanteil (Lastfälle 3, 5, 7) für die einzelnen Stützweiten sind in Abbildung 4-13 angegeben. Abbildung 4-14 zeigt die Verhältnisse der Eigenlast zur Gesamtlast und der quasi-ständigen Lasten zur Gesamtlast. Diese Werte liegen vergleichsweise deutlich unter den Werten für Massivbrücken, bei denen der Eigenlastanteil wesentlich höher ist, und belegen damit die Effizienz der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.



**Abbildung 4-13:** Lasten für die Kurz- und Langzeitsimulationen für die einzelnen Stützweiten



**Abbildung 4-14:** Verhältnisse der Eigenlasten bzw. kriecherzeugenden Last zur Gesamtlast

### 4.3.5 Vorgehen bei der Simulation

In einer Vorbetrachtung werden zunächst die Einflüsse des Verbundelementkriechens und des Betonschwindens separat untersucht. Daran schließen sich die Langzeitsimulationen unter Ansatz der kriecherzeugenden quasi-ständigen Last an. Diese Berechnungen setzen voraus, dass mit hinreichender Genauigkeit der fiktive Berechnungszeitpunkt  $t=\infty$  durch eine Lasteinwirkungsdauer von 20 Jahren abgebildet wird. Nach Ablauf dieser Phase erfolgt eine inkrementelle Lasterhöhung mit konstanter Geschwindigkeit bis zum Versagen eines Teilquerschnittes. Die so ermittelte Versagenslast repräsentiert die Traglast im Endzustand  $R_{k,\infty}$ . Da die Belastungsgeschwindigkeit hoch gewählt wird, können in dieser Phase die Einflüsse aus Klima und Betonschwinden vernachlässigt werden. Die Kurzzeittraglast  $R_{k,0}$  resultiert aus der Belastung der Brücke mit der gesamten charakteristischen Last und anschließender inkrementeller Laststeigerung bis zum Bruch, wobei ebenfalls eine konstante hohe Belastungsgeschwindigkeit vorgegeben wird. Mit Hilfe des Traglastquotienten  $R_{k,\infty}/R_{k,0}$ , der das Verhältnis der Traglast im Endzustand zur Traglast im Anfangszustand repräsentiert, erfolgt eine quantitative Analyse der Entwicklung des Widerstandes der Konstruktion unter hygrothermischer Langzeitbeanspruchung.

Des Weiteren werden anhand einer Gegenüberstellung der Ergebnisse aus der ISOBEAM-Simulation und einer Berechnung nach Norm Vorschläge für eine Modifikation des Steifigkeitsansatzes der Norm zur genaueren Erfassung der Langzeiteffekte herausgearbeitet.

## 4.4 Ergebnisse der Analyse

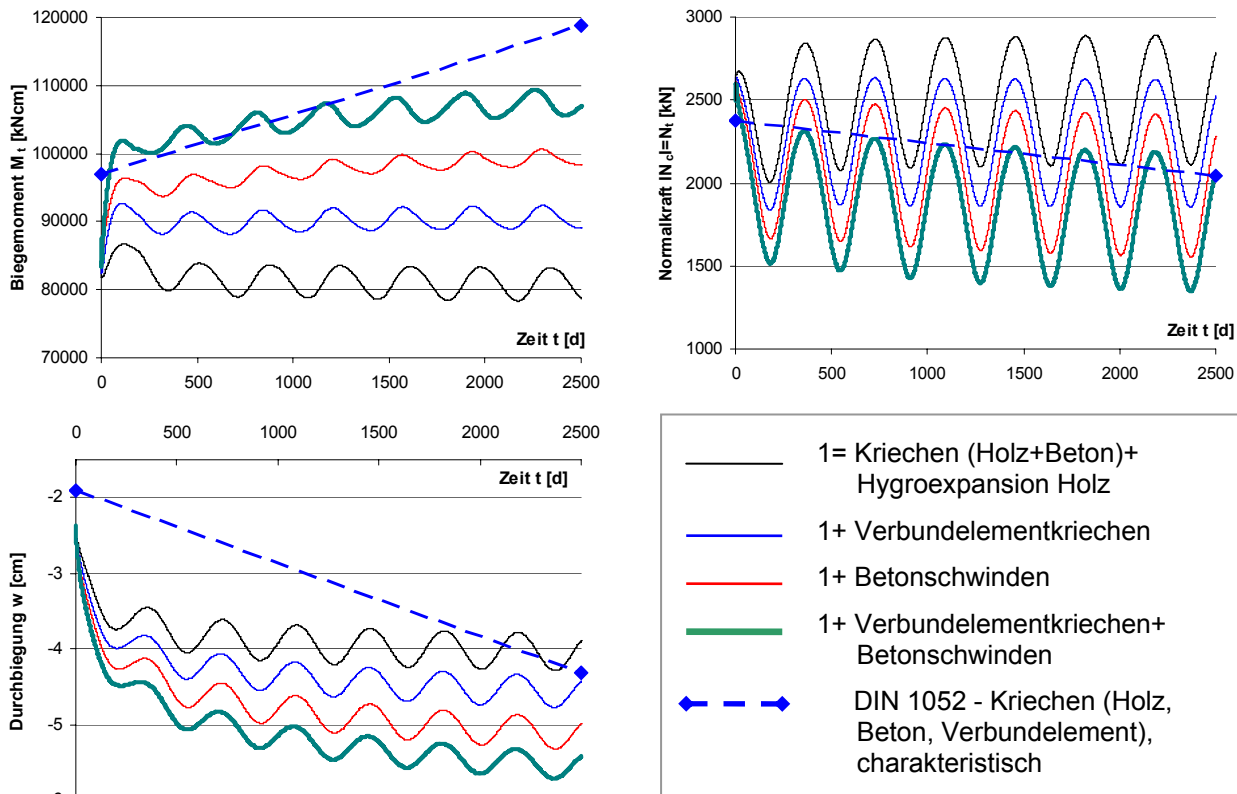
### 4.4.1 Separate Betrachtung verschiedener Einwirkungskomponenten

Am Beispiel einer Brücke mit 15 m Stützweite werden zunächst die unterschiedlichen Einflüsse aus Verbundelementkriechen und Betonschwinden über einen Untersuchungszeitraum von 2500 Tagen separat quantifiziert. Die Basissimulation für alle Vergleiche berücksichtigt das Kriechen der Teilquerschnitte und die Hygroexpansion des Holzes. Diese Berechnungen werden alternativ, zunächst singular und anschließend superponiert, um das Verbundelementkriechen und das Betonschwinden erweitert. Für den Holzquerschnitt sind die Schnitt- und Verformungsgrößen in Abbildung 4-15 angegeben, eine vollständige Darstellung findet sich in Abbildung B-1 des Anhan- ges B.

Das Kriechen des Verbundelementes bewirkt eine Verringerung der Fugensteifigkeit und somit die Abnahme der Gesamtsteifigkeit des Verbundquerschnittes. Daraus resultieren eine Erhöhung der

Biegemomente und eine Abnahme der Normalkräfte in den Teilquerschnitten sowie die Zunahme der Durchbiegung.

Die internen Schnittgrößenumlagerungen infolge Schwinden des Betons sind wesentlich komplexer. Der sich in dem innerlich statisch hochgradig unbestimmten System verkürzende Beton verursacht eine Krümmung der Teilquerschnitte, aus der ein deutlicher Anstieg der Biegemomente resultiert. Zur Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen am statisch bestimmten Gesamtsystem ist dabei die gleichzeitige Abnahme der Normalkräfte in den Teilquerschnitten notwendig. Die Krümmungszunahme spiegelt sich auch in der Vergrößerung der Durchbiegung wider. Ein Vergleich der Auswirkungen der beiden Komponenten Verbundelementkriechen und Betonschwinden zeigt, dass der Einfluss des Betonschwindens auf die Schnitt- und Verformungsgrößen etwa doppelt so groß ist wie der des Verbundelementkriechens.



**Abbildung 4-15:** Einfluss des Verbundelementkriechens und des Betonschwindens auf die Schnittgrößen im Holz und auf die Durchbiegung mit Vergleich zum Ansatz nach [DIN 1052:2004]

Betrachtet man die Ergebnisse aus der Superposition beider Einwirkungen, so ist eine Lastumlagerung vom Beton zum Holzquerschnitt zu erkennen. Unter Berücksichtigung aller Langzeiteinflüsse nimmt das Moment im Beton um 20% über die Zeitdauer von 2500 Tagen ab. Damit sind für den Beton generell die Schnittgrößen im Anfangszustand bemessungsrelevant. Nach sprunghaften Veränderungen im ersten Feuchtewechsel verringert sich das Betonmoment zunächst deutlich und bleibt im weiteren Verlauf bei Vernachlässigung der Feuchteelongationen nahezu konstant. Im Gegensatz dazu steigt das Moment im Holz im ersten Feuchtewechsel sprunghaft und danach weiter kontinuierlich auf etwa 128% des Initialwertes an, so dass der Endzustand für die Bemessung maßgebend ist. Qualitativ bestätigt diese Aussage die Erkenntnisse aus Abschnitt 3.6. Die maßgebenden Änderungen der Schnittgrößen und Verformungen während des ersten Feuchtewechsels wurden auch von anderen Autoren beobachtet [Becker 2002].

Da die Gesamtsteifigkeit des Tragwerkes durch die hygrothermischen Langzeiteffekte abnimmt, steigt die Durchbiegung in Tragwerksmitte unter Berücksichtigung aller Einwirkungen im Vergleich zur Basissimulation um 39% an. In gleicher Größenordnung liegt die Zunahme der Biegemomente in den Teilquerschnitten nach 2500 Tagen bei diesem Vergleich.



Aufgrund dieses großen Einflusses werden in allen folgenden Berechnungen das Kriechen der Teilquerschnitte und des Verbundelementes, die Hygroexpansion des Holzes sowie das Betonschwinden superponiert berücksichtigt.

Weiterhin zeigen die Abbildung 4-15 und die Abbildung B-1 einen Vergleich der Schnitt- und Verformungsgrößen mit den Berechnungsergebnissen nach [DIN 1052:2004]. Die Schnittgrößen aus den Simulationen zum initialen Belastungszeitpunkt differieren aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeitsansätze für die Verbundpartner. Während die Norm die Entwicklung des Betonbiegemomentes unterschätzt, wird die Zunahme des Biegemomentes im Holz überschätzt. Die nach Norm berechneten Normalkräfte entsprechen in etwa den Mittelwerten der Langzeitsimulation unter Vernachlässigung der Elongation aus Hygroexpansion. Da in der DIN-Berechnung das Betonschwinden nicht eingeht, wird die Gesamtdurchbiegung unterschätzt. Die tatsächliche Abnahme der Gesamtsteifigkeit infolge der Langzeiteinflüsse ist nach den hier dargestellten 2500 Tagen noch nicht abgeschlossen. Da die finale Durchbiegung nach Norm nicht von der realen Belastungsdauer abhängt, steigt die Diskrepanz zwischen den Durchbiegungswerten nach Norm und nach ISOBEAM-Simulation mit zunehmender Belastungsdauer weiter.

#### 4.4.2 Auswertung in Abhängigkeit von der Stützweite

Im Anhang B sind die Schnittgrößen und Durchbiegungen für alle untersuchten Stützweiten (Abbildung B-2) sowie über die Trägerlänge für die Stützweite von 15 m (Abbildung B-3) für einen Untersuchungszeitraum von 20 Jahren angegeben. Tabelle 4-4 fasst die prozentuale Entwicklung der Schnitt- und Verformungsgrößen im Vergleich des initialen und des finalen Berechnungsschrittes zusammen.

**Tabelle 4-4:** Prozentuale Entwicklung der Schnitt- und Verformungsgrößen unter 20jähriger Dauerlast im Vergleich zum initialen Belastungszeitschritt und Traglastquotient

Stützweite L [m]	$M_{c,t\infty}/M_{c,t0}$ [%]	$M_{t,t\infty}/M_{t,t0}$ [%]	$N_{c,t\infty}/N_{c,t0}$ [%]	$T_{t\infty}/T_{t0}$ [%]	$w_{t\infty}/w_{t0}$ [%]	$R_{k\infty}/R_{k0}$
10	-13	+28	-17	-24	+139	0,95
15	-13	+27	-15	-24	+140	0,95
20	-13	+27	-13	-23	+143	0,94

Dabei zeigt sich eine weitgehende Unabhängigkeit der prozentualen Änderungen der Schnitt- und Verformungsgrößen von der Stützweite. Der kriechfreudigere Beton entzieht sich der Last, wodurch das Biegemoment im Beton um 13% sinkt, während im Holz das Biegemoment um 27% steigt. Dieser deutliche Zuwachs der Biegebeanspruchung im Holz kompensiert gleichzeitig die um etwa 15% abnehmende Normalkraft in den Teilquerschnitten. Insbesondere infolge Verbundelementkriechens reduziert sich die Schubkraft am maßgebenden äußeren Verbundelement auf etwa 76% des Initialwertes.

Den mit 140% Zunahme größten Einfluss hat die Langzeitbelastung auf die Verformung der Hybridkonstruktion in Tragwerksmitte.

Obwohl infolge der hygrothermischen Langzeiteffekte deutliche Lastumlagerungen stattfinden, nimmt die Traglast durch diese Prozesse lediglich um etwa 5% ab. Die den Berechnungen zugrunde liegenden optimierten Querschnitte (Abbildung A-1) wiesen in der Berechnung nach Norm (Abschnitt 3.6) unter Eliminierung der Tragfähigkeitsuntersuchungen am Verbundelement als primäres Versagenskriterium Biegezugversagen des Holzes auf. In einer Nebenbetrachtung konnte gezeigt werden, dass auch in der Langzeitsimulation zuerst die unterste Zuglamelle des Holzes versagt. Unter der Voraussetzung, dass sowohl in der Berechnung der Kurzzeittraglast als auch in der Berechnung der Langzeittraglast dasselbe Bruchgrenzkriterium maßgebend wird, ist die geringe Traglastminderung mit der gegensätzlichen Entwicklung der Schnittgrößen im Holz zu begründen. Da sich die Spannungen in der für die Bruchsimulation maßgebenden unteren Holzrandfaser

aus der Superposition des infolge der Langzeitbelastung sinkenden Normalkraftanteiles und des anwachsenden Momentenanteiles ergeben, ist die Gesamtabnahme der Traglast so gering.

Die zeitliche Entwicklung der Schnittgrößen weist differente klimabedingte Elongationen im Vergleich der einzelnen Stützweiten aus. Die Amplitude der klimabedingten Elongationen resultiert überwiegend aus der Hygroexpansion des Holzes und zu einem geringen Teil aus Mechanosorption.

#### 4.4.3 Einfluss der Verbundelementsteifigkeit

Weiterhin wird der Einfluss der Steifigkeit und des Kriechens des Verbundelementes untersucht. Sämtliche Berechnungsergebnisse hierzu finden sich im Anhang B, Abbildung B-4. Die Gesamtsteifigkeit des Hybridtragwerkes steigt mit dem Anstieg der Fugensteifigkeit respektive mit dem Anstieg des Verschiebungsmoduls des Verbundelementes. Bei einer Vervielfachung des Verschiebungsmoduls von 250 auf 1000 kN/mm/m verringert sich die Durchbiegung allerdings nur um 15% (Abbildung 4-16). Aufgrund der Dehnungsabhängigkeit des Schwindkoeffizienten des Holzes resultiert eine größere Elongation der Durchbiegungskurve bei steiferer Verbundfuge.

Abbildung 4-17 zeigt die Verteilung der Schubkräfte in der Verbundfuge. Während der Langzeitsimulation kann eine deutliche Lastumlagerung von den äußeren auf die inneren Verbundelemente beobachtet werden. Dabei entziehen sich die äußeren Verbundelemente der Belastung umso mehr, je steifer sie sind. Bemessungsrelevant bleibt jedoch die Schubkraft im äußersten Verbundelement zum initialen Berechnungszeitpunkt.

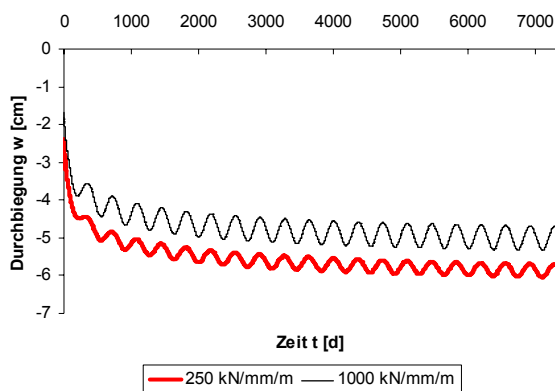


Abbildung 4-16: Einfluss der Verbundelementsteifigkeit auf die Mittendurchbiegung

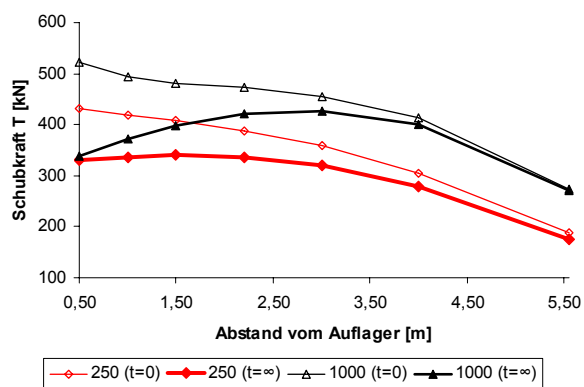


Abbildung 4-17: Einfluss der Verbundelementsteifigkeit auf die Verteilung der Schubkraft in der Fuge

Die Erhöhung der Verbundelementsteifigkeit wirkt sich Traglast steigernd aus, da bei steiferer Verbundfuge die Biegemomente in den Teilquerschnitten abnehmen. Das Verhältnis der Traglasten nach 20jähriger Dauerbelastung von Hybridsystemen mit Verschiebungsmoduln von 1000 bzw. 250 kN/mm/m beträgt 1,16%.

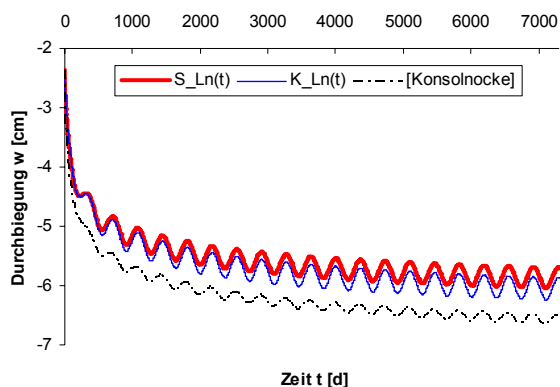
#### 4.4.4 Einfluss des Verbundelementkriechens

Die Auswirkungen verschiedener Verbundelementkriechfunktionen mit differenten Endkriechzahlen auf die Schnitt- und Verformungsgrößen sind Gegenstand der folgenden Darstellungen. Bei diesen Untersuchungen werden die logarithmischen Kriechansätze für die Kerve und die Dübelleiste sowie der Potenzansatz für die Konsolnocke nach [Glaser 2005] berücksichtigt. Gemäß Tabelle 4-3 betragen die Verhältnisse der Endkriechwerte von Dübelleiste, Kerve und Konsolnocke etwa 1 : 1,72 : 3,28.

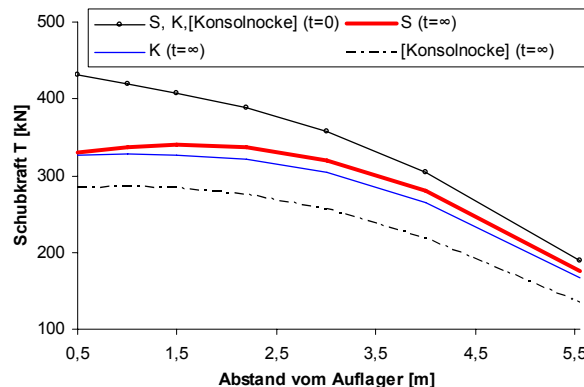
Eine größere Gesamtsteifigkeit, erkennbar an einer geringeren Durchbiegung, zeigt sich mit abnehmender Neigung des Verbundelementes zum Kriechen (Abbildung 4-18). Vergleicht man die

Dübelleiste mit der Konsolnocke, so steigt die Durchbiegung um 12% bei einer Erhöhung des Endkriechfaktors um 228%. Der Vergleich aller Schnittgrößen (Abbildung B-5) zeigt Differenzen von weniger als 20% zwischen den Simulationsergebnissen der Dübelleiste und der um das 2,28fache kriechfreudigeren Konsolnocke.

Die Kurven in Abbildung 4-19 bestätigen den bereits festgestellten Schubkrafttransfer von den äußeren zu den inneren Verbundelementen unter Dauerlast. Setzt man idealisiert für alle untersuchten Verbundelementtypen die gleiche Ausgangssteifigkeit an, so reduzieren sich am Verbundelement Konsolnocke, welches am stärksten kriecht, auch am deutlichsten die Schubkräfte unter Dauerbelastung.



**Abbildung 4-18:** Einfluss des Verbundelementkriechens auf die Mittendurchbiegung



**Abbildung 4-19:** Einfluss des Verbundelementkriechens auf die Verteilung der Schubkraft in der Fuge

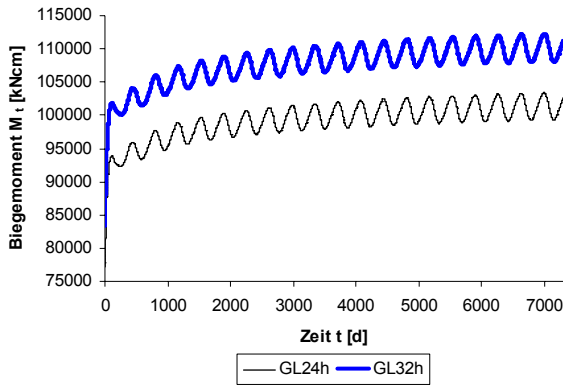
Die rechnerisch ermittelten Traglasten nach 20jähriger Dauerbelastung differieren für die hier untersuchten Kriechszenarien der Verbundelemente um weniger als 3%. Der Einfluss auf die Traglast ist marginal, da die in der versagenden Biegezuglamelle des Holzes interagierenden Biege- und Normalspannungsanteile etwa in gleicher Größenordnung zu- bzw. abnehmen. Die resultierende Spannungs Komponente variiert daher nur gering.

In Übereinstimmung mit den Erkenntnissen von [Schänzlin 2003] kann für Verbundelemente mit hohem Verschiebungsmodul zusammenfassend festgestellt werden, dass im hohen Steifigkeitsbereich sowohl eine Variation der Verbundelementsteifigkeit als auch der Kriechfunktion die Schnitt- und Verformungsgrößen nur mäßig beeinflussen. Es besteht keine Proportionalität zwischen der Steifigkeitsänderung und der Veränderung der internen Schnittgrößen und Deformationen. Im Gegensatz zu *Schänzlin* wird aufgrund der in Abschnitt 4.4.1 nachgewiesenen deutlichen Schnittgrößenumlagerungen jedoch empfohlen, das Kriechen der Verbundelemente in der Berechnung generell zu berücksichtigen.

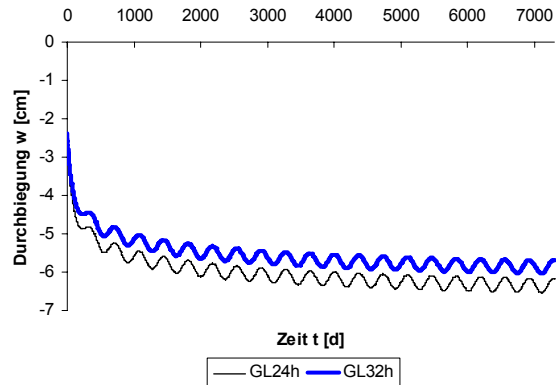
#### 4.4.5 Einfluss der Holzfestigkeitsklasse

Die Untersuchungen im Abschnitt 3.6.2 zeigen einen deutlichen Einfluss der Holzfestigkeitsklasse auf das Trag- und Verformungsverhalten der Hybridkonstruktionen, wobei sich insbesondere die unterschiedlichen Festigkeiten auswirken. Im Folgenden werden daher die Auswirkungen der Variation der Holzfestigkeitsklasse zwischen GL24h und GL32h untersucht, die einer Steigerung des Elastizitätsmoduls um 18 % entspricht. Die Verläufe der Schnitt- und Verformungsgrößen sind beispielhaft in Abbildung 4-20 und Abbildung 4-21 und vollständig in Anhang B, Abbildung B-6 dargestellt. Sämtliche Diagramme zeigen einen parallelen Kurvenverlauf mit gleichmäßigen Elongationen ohne Phasenverschiebungen und mit konstanten Amplituden aufgrund einer Proportionalität zwischen den Schnitt- und Verformungsgrößen und der Steifigkeit des hölzernen Teilquerschnittes.

Wie bereits im Rahmen der Parameterstudie festgestellt, bewirkt die abnehmende Festigkeit bei sinkender Holzfestigkeitsklasse eine deutliche Reduktion der Tragfähigkeit des Hybridsystems. Die rechnerisch ermittelte Traglast der aus Brettschichtholz GL24h bestehenden Hybridbrücke ist um 24% geringer als diejenige des aus GL32h hergestellten Tragwerkes.



**Abbildung 4-20:** Einfluss der Holzfestigkeitsklasse auf die Entwicklung des Biegemomentes im Holz



**Abbildung 4-21:** Einfluss der Holzfestigkeitsklasse auf die Mittendurchbiegung

## 4.5 Vergleich von Simulation und Normung

Die in den Kurz- und Langzeitsimulationen ermittelten Bruchlasten werden im Folgenden den Traglasten der deutschen Holzbaunorm gegenübergestellt. Nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept der [DIN 1052:2004] gilt die Tragfähigkeit eines Bauwerkes als gegeben, wenn folgendes Kriterium eingehalten ist:

$$\gamma_F \cdot S_{k,DIN} \leq \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M} \quad (4-22)$$

Darin gilt:

$S_{k,DIN}$  charakteristische Traglast nach [DIN 1052:2004]  
 $R_k$  charakteristischer Wert des Bauteilwiderstandes  
 (entspricht Bruchlast der ISOBEAM-Simulationen basierend auf charakteristischen Ansätzen der Materialfestigkeiten)

Der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen  $\gamma_F$  ist für die einzelnen Stützweiten eine Konstante, welche vom Anteil der Eigenlasten an der Gesamtlast bestimmt wird:

$$\gamma_F = \gamma_G \cdot \frac{G}{G+Q} + \gamma_Q \cdot \left(1 - \frac{G}{G+Q}\right) \quad (4-23)$$

Die Traglast  $S_{k,DIN}$  nach [DIN 1052:2004] repräsentiert das Minimum aus den charakteristischen Belastungen, die zu Betondruckversagen, Biegezugversagen im Holz bzw. Verbundelementversagen führen. Sämtliche folgenden Angaben gelten ausschließlich unter der Voraussetzung, dass die Traglast des Systems durch Biegezugversagen im Holz bestimmt wird. Unter den Geometrieansätzen nach Abbildung A-1 und Nichtbetrachtung des Verbundelementversagens ist diese Voraussetzung für die hier untersuchten Systeme erfüllt. Die Bemessung des hölzernen Querschnittsteiles für eine Interaktion aus Biegung und Zugnormalkraft erfolgt nach [DIN 1052:2004] mit

$$\frac{N_{t,d} / A_t}{f_{t,0,d}} + \frac{M_{t,d} / W_t}{k_m \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (4-24)$$

wobei im vorliegenden Fall  $k_m = 1,0$  gilt, da für die untersuchte Querschnittsgeometrie kein Stabilitätsversagen eintreten kann. Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Modifikationsbeiwerte ergibt sich daraus:

$$\frac{\frac{\gamma_F \cdot N_{t,k}}{A_t}}{\frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}} + \frac{\frac{\gamma_F \cdot M_{t,k}}{W_t}}{\frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}} \leq 1 \quad (4-25)$$

Am Berechnungsmodell ist die Bestimmung von Funktionswerten  $F_{Ntk}$  und  $F_{Mtk}$  für die Normalkraft- und Momentenbeanspruchung infolge einer Einheitsgleichlast  $q_e$  möglich.

$$N_{t,k}(q_e = 1) = F_{Ntk} \quad (4-26)$$

$$M_{t,k}(q_e = 1) = F_{Mtk} \quad (4-27)$$

Unter Berücksichtigung dieser Funktionswerte in der Ungleichung (4-25) kann man nun die Traglast  $S_{k,DIN}$  als denjenigen extremalen Lastfaktor zu  $q_e$  definieren, für den (4-25) streng erfüllt ist:

$$\frac{\frac{\gamma_F \cdot F_{Ntk} \cdot S_{k,DIN}}{A_t}}{\frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}} + \frac{\frac{\gamma_F \cdot F_{Mtk} \cdot S_{k,DIN}}{W_t}}{\frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}} = 1 \quad (4-28)$$

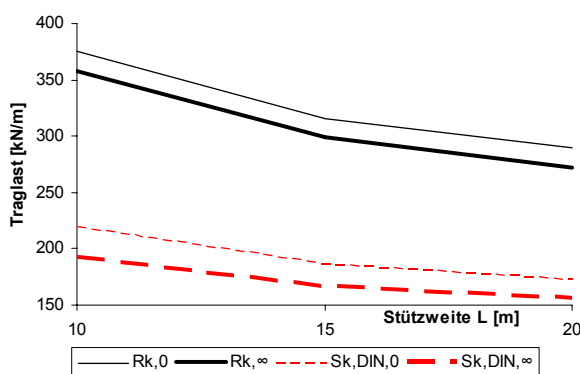
Damit bestimmt sich die Traglast nach [DIN 1052:2004] zu

$$S_{k,DIN} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M \cdot \gamma_F} \cdot \frac{f_{t,0,k} \cdot f_{m,k}}{\frac{F_{Ntk} \cdot f_{m,k}}{A_t} + \frac{F_{Mtk} \cdot f_{t,0,k}}{W_t}} \quad (4-29)$$

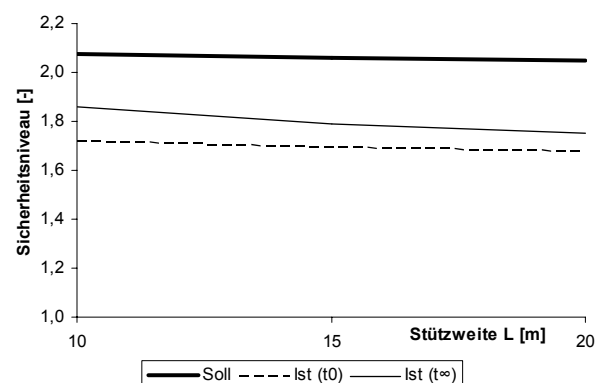
Abbildung 4-22 zeigt die Entwicklung der charakteristischen Traglasten  $S_{k,DIN}$  nach [DIN 1052:2004] im Vergleich zu den rechnerisch ermittelten Bruchlasten  $R_k$  für die Berechnungszeitpunkte 0 und 20 Jahre. Die Bestimmung der Traglast  $S_{k,DIN}$  basiert dabei auf den Eingangswerten nach Tabelle 4-5 und den Steifigkeitsansätzen der [DIN 1052:2004].

**Tabelle 4-5:** Parameter der Simulationsrechnungen des Traglastvergleiches

$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\gamma_M$	$k_{\text{mod}}$	Beton	Holz	$K_{\text{ser}}$
1,35	1,5	1,3	0,9	C30/37	GL32h	250 kN/mm/m



**Abbildung 4-22:** Traglasten  $S_{k,DIN}$  nach [DIN 1052:2004] und Bruchlasten  $R_k$  nach ISOBEAM-Simulation



**Abbildung 4-23:** Vergleich von gefordertem Sicherheitsniveau nach [DIN 1052:2004] und erreichter Sicherheit

Sowohl die Traglasten nach Norm als auch die rechnerisch ermittelten Bruchlasten nehmen infolge Zunahme der Momentenbeanspruchung mit größer werdender Stützweite ab. Die Traglastquotienten aus den rechnerischen Bruchlasten  $R_{k,\infty}/R_{k,0}$  liegen mit 0,95 nur unwesentlich über diejenigen nach Norm  $S_{k,\infty}/S_{k,0}$ , welche im Mittel 0,89 betragen. Die simulierten Bruchlasten liegen deutlich über den Traglasten nach Norm. Unter Umstellung der Gleichung (4-22) lässt sich das geforderte und erreichte Sicherheitsniveau darstellen:

$$\frac{R_k}{S_{k,DIN}} \geq \frac{\gamma_F \cdot \gamma_M}{k_{mod}} \quad (4-30)$$

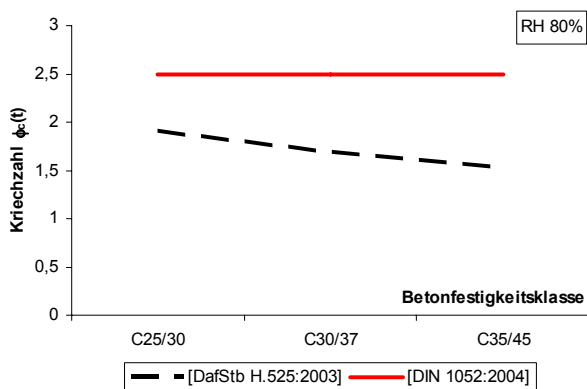
In Gleichung (4-30) repräsentiert der Quotient aus Bruchlast und DIN-Traglast die vorhandene Sicherheit, welche mindestens der geforderten Sicherheit aus dem Quotienten der Teilsicherheitsfaktoren und dem Modifikationsbeiwert entsprechen muss. Abbildung 4-23 zeigt, dass sowohl im Anfangs- als auch im Endzustand das geforderte Sicherheitsniveau nicht erreicht wird. Dies liegt in einer differentiellen Berücksichtigung der Holzfestigkeiten begründet. Während in der Traglastberechnung nach Norm sowohl die Zug- als auch die Biegefestigkeit eingehen, ist im Materialgesetz für den Holzquerschnitt im ISOBEAM die Grenzspannung als charakteristischer Wert der longitudinalen Zugfestigkeit definiert. Unter Ansatz der um 42% höheren charakteristischen Biegefestigkeit als Grenzkriterium im Materialmodell wäre die geforderte Sicherheit deutlich eingehalten. Inhaltlich korrekt wäre der Ansatz des 5%-Quantilwertes der tatsächlichen Bruchspannungen infolge longitudinaler Zugbeanspruchung der Randfasern. Aufgrund der großen Schwankungsbreite der zu diesem Thema vorliegenden Versuchsergebnisse ist ein solcher Wert nicht determiniert.

## 4.6 Empfehlungen zur Modifikation des vereinfachten Steifigkeitsansatzes

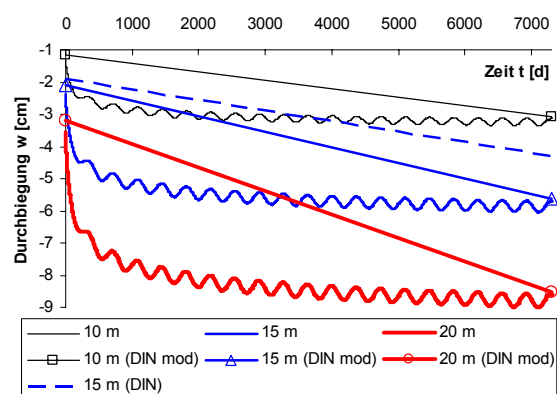
Empfehlungen für eine exaktere Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Holz-Beton-Verbundbrücken wurden bisher nur für das  $\gamma$ -Verfahren entwickelt (vgl. Abschnitt 2.6).

Im Folgenden werden die Resultate der Langzeituntersuchungen mit dem Programm ISOBEAM nochmals zusammengefasst und Vorschläge für eine verbesserte Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse im Normenansatz gegeben.

Der vereinfachte Abminderungsbeiwert für den Betonteilquerschnitt von 3,5 nach [DIN 1052:2004] entspricht etwa dem Endkriechfaktor eines C25/30 in trockener Umgebung. Im Brückenbau kommen höherwertige Betone ab C30/37 unter feuchteren Umgebungsbedingungen zur Anwendung. Dadurch verringert sich das Kriechen. Die Differenzen des Endkriechfaktors sind in Abbildung 4-24 dargestellt.



**Abbildung 4-24:** Vergleich der Endkriechzahl nach 50 Jahren nach Betonnorm und vereinfachter Ansatz nach [DIN 1052:2004]



**Abbildung 4-25:** Vergleich der Durchbiegungen für verschiedene Steifigkeitsansätze

Es wird empfohlen, statt des pauschalen Faktors 1/3,5 den Kriechendwert des Betons anhand der Kriechkurve nach [DafStb H.525:2003] in der Langzeitberechnung zu berücksichtigen.

Die Langzeitsimulationen haben gezeigt, dass das Betonschwinden das Trag- und Verformungsverhalten der Hybridkonstruktion wesentlich beeinflusst und dieser Effekt daher zwingend zu berücksichtigen ist. Am Stabwerksmodell kann das Betonschwindens vereinfacht als äquivalenter Temperaturlastfall am Betonteilquerschnitt berücksichtigt werden (vgl. [Grosse u. a. 2003]). Die anzusetzende gleichmäßige Temperaturänderung  $\Delta T$  resultiert aus dem Quotienten der Gesamtschwinddehnung  $\varepsilon_{c,s}$  zum betrachteten Zeitpunkt  $t$  und dem Temperaturexpansionskoeffizienten  $\alpha_{T,c}$  des Betons.

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_{c,s}(t)}{\alpha_{T,c}} \quad (4-31)$$

Das Kriechen des Holzes sollte unter Ansatz der Umweltbedingungen für Nutzungsklasse 2 berücksichtigt werden, womit sich für Brettschichtholz ein Deformationsbeiwert von 0,8 ergibt.

Bezüglich des Verbundelementkriechens besteht derzeit der größte Forschungsbedarf. Die experimentelle Bestimmung realitätsnaher Kriechendwerte von Verbundelementen wäre wünschenswert, ist jedoch zeit- und kostenintensiv und daher kein kurzfristiger Lösungsansatz. Um kritische Kriechdeformationen auszuschließen (vgl. Polymerbetonbocke nach [Glaser 2005]), sollten im Prozess der Entwicklung geeigneter Verbundelemente in jedem Fall Kriechuntersuchungen mit mindestens einjähriger Belastungsdauer vorgenommen werden. Sofern keine detaillierten Angaben vorliegen, ist der bisher gültige Ansatz des Mittelwertes der Kriechbeiwerte von Holz und Beton hinreichend genau, da die Auswirkungen eines mittleren Verbundelementkriechens bei hohen Verbundsteifigkeiten nicht bemessungsrelevant sind.

In Analogie zur europäischen Holzbaunorm wird empfohlen, auf die Steifigkeitsabminderung mit den Teilsicherheitsbeiwerten zu verzichten. Die konsequente Umsetzung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes erfordert statt dessen, die 5%-Fraktilwerte der Steifigkeiten zu berücksichtigen. Da für den Betonelastizitätsmodul die Häufigkeitsverteilung stark von der Zusammensetzung determiniert ist, gibt es für diesen Querschnittsteil keine allgemein gültigen 5%-Quantile, so dass auf den Mittelwert zurückgegriffen werden muss.

Abbildung 4-25 zeigt den Vergleich der Durchbiegungen, welche mit Hilfe der ISOBEAM-Simulation, mit dem Steifigkeitsansatz der [DIN 1052:2004] und mit den modifizierten Steifigkeiten ermittelt wurden. Während mit dem bisherigen Ansatz die Durchbiegung um ca. 30% unterschätzt wurde, zeigen die Ergebnisse der modifizierten Berechnung eine gute Übereinstimmung mit der genauen Analyse. Unter Ausblendung der Elongation wird die Durchbiegung nur noch um 5% unterschätzt. Zudem ist zu erkennen, dass die Anwendung des kriechlastabhängigen Reduktionsfaktors  $k_L$  nach [Grosse u. a. 2003] für den Brückenbau nicht zielführend ist. Dieser Faktor mindert die Steifigkeitsreduktion ab. Die daraus resultierende Erhöhung der Gesamtsystemsteifigkeit würde zu einer weiteren Reduktion der Durchbiegung führen.

Wie die vollständige Auswertung im Anhang B, Abbildung B-7 zeigt, verringern sich auch die Differenzen in den Schnittgrößen. Die maximale Abweichung der bemessungsrelevanten Größen zwischen ISOBEAM- und modifizierter Rechnung beträgt 12% für das Biegemoment im Holz. Die Biegemomente im Beton und die Schubkräfte im Endzustand werden zwar überschätzt. Allerdings ist für diese Schnittgrößen der initiale Belastungszeitpunkt bemessungsrelevant, welcher mit hoher Genauigkeit abgebildet wird.

## 4.7 Zusammenfassung

Die in diesem Abschnitt durchgeführten Langzeitsimulationen verdeutlichen, dass das Betonschwinden und das Verbundelementkriechen das Langzeittragverhalten wesentlich beeinflussen. Bisherige Untersuchungen anderer Autoren beschränkten sich im Wesentlichen auf die Beobachtung der Deformationsentwicklung im Gebrauchstauglichkeitszustand. Im Gegensatz dazu zeigen die eigenen Untersuchungen wesentliche Auswirkungen auf die Tragfähigkeit. Unter Reduktion der Beanspruchungen im Beton und an den Verbundelementen nehmen die Beanspruchungen im Holz deutlich zu.

Bei den zugrunde liegenden Brückengeometrien bewirken diese Schnittgrößenumlagerungen jedoch nur eine geringe Traglastreduktion, da in der traglastrelevanten Biegezug-Interaktion im Holz die Spannungsanteile aus Biege- und Normalkraftbeanspruchung konträre Veränderungen in gleicher Größenordnung durchlaufen. Für Verbundelemente mit den hohen Steifigkeiten, die für den Einsatz im Brückenbau notwendig sind, ist der Einfluss einer Variation des Verbundelementkriechens und der Verbundelementsteifigkeit auf die Schnitt- und Verformungsgrößen verhältnismäßig gering. Die Wahl einer geeigneten Holzfestigkeitsklasse beeinflusst die Traglast der Hybridkonstruktionen wesentlich, wobei sich nicht die Steifigkeitsdifferenzen, sondern die deutlichen Festigkeitsunterschiede traglastrelevant auswirken.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der bisherige Steifigkeitsansatz der [DIN 1052:2004] die realen Verhältnisse im Verbundtragwerk nur näherungsweise widerspiegelt. Der zeitliche Verlauf der Schnitt- und Verformungsgrößen wird nicht dargestellt.

Da die Vorgehensweise der vereinfachten Reduktion der Steifigkeiten prinzipiell praxistauglich ist, wurden einige Vorschläge zur Modifikation dieses Steifigkeitsansatzes erarbeitet. Unter Ansatz dieser modifizierten Steifigkeiten gelingt es, das tatsächliche Trag- und Verformungsverhalten im initialen und finalen Berechnungszustand realitätsnäher abzubilden.

Um die sicherheitstheoretischen Aspekte zum Gesamttragverhalten der Konstruktion exakter beurteilen zu können, sind weiterführende stochastische Untersuchungen, die insbesondere die Bandbreite der Steifigkeits- und Festigkeitsvariabilitäten der Teilquerschnitte berücksichtigen, notwendig.



## 5 Experimentelle Untersuchungen an Scherkörpern

### 5.1 Einführung

Das Trag- und Verformungsverhalten einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion wird wesentlich von der Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbundfuge beeinflusst. Im Holz-Beton-Verbundbrückenbau ist der Einsatz hochtragfähiger Verbundelemente mit einer hohen Steifigkeit im Gebrauchslastbereich und ausreichender Duktilität im Traglastbereich notwendig. In Abschnitt 2 wurde festgestellt, dass die bisher in Deutschland zugelassenen Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen aufgrund zu geringer Steifigkeitskennwerte und Traglasten für die Anwendung im Brückenbau ungeeignet sind. Daher können Holz-Beton-Verbundbrücken in Deutschland derzeit nur mit einer Zustimmung im Einzelfall errichtet werden, woraus ein erheblicher Wettbewerbsnachteil für diese innovative Bauweise resultiert.

Aus den Analysen in den Abschnitten 3 und 4 lässt sich das Anforderungsprofil an Verbundelemente für den Brückenbau bezüglich Steifigkeit und Tragfähigkeit ableiten und quantifizieren. In Abschnitt 2 wurden einige national und international entwickelte Verbundelemente vorgestellt, die diese Anforderungen erfüllen. Allerdings sind das Langzeittragverhalten dieser Verbundelemente und ihr Verhalten unter dynamischer Beanspruchung bisher weitgehend ungeklärt.

In diesem Kontext stehen die Scherversuche, die im Folgenden vorgestellt werden. Zunächst erfolgt eine Auswahl 3 geeigneter Schubverbundelemente, deren Trag- und Verformungsverhalten unter Kurzzeit-, Langzeit- und dynamischer Beanspruchung systematisch analysiert wird. Mit Hilfe von Kurzzeitscherversuchen werden die Verschiebungsmoduln und Traglasten im Anfangszustand ermittelt. Der Einfluss von Temperatur- und Feuchteänderungen unter den klimatischen Randbedingungen der Nutzungsklasse 2 auf die Steifigkeit und Tragfähigkeit wird mit Hilfe von Langzeitscherversuchen untersucht. Dynamische Scherversuche unter 2 Mio. Lastwechseln im Gebrauchslastbereich dienen der Beurteilung des Trag- und Verformungsverhalten der Verbindungsmittel unter Ermüdungsbeanspruchung.

Aufbauend auf diese systematischen Tests werden weiterführende Versuchsserien zum Kurzzeittragverhalten eines besonders geeigneten Verbundelementes mit wesentlich größerer Probekörperanzahl und unter Variation geometrischer Parameter vorgestellt.

### 5.2 Versuchsserie zum Kurzzeit-, Langzeit- und dynamischen Tragverhalten verschiedener Verbundelemente

#### 5.2.1 Geometrie und Material der Versuchskörper

In die systematischen experimentellen Untersuchungen wurden die Verbundelementtypen Kerve, Dübelleiste und X-Verbinder einbezogen, da sie für den Brückenbau geeignet erscheinen und in ähnlicher Form bereits im Ausland praxiserprobt sind [Natterer, Pflug 1997], [Steurer 1999], [Mäkipuro u. a. 1996].

Die Geometrie der Verbundelemente (Abbildung 5-1) wurde so ausgelegt, dass in etwa gleiche Versagenslasten zu erwarten waren. Alle Versuchskörper bestanden aus Brettschichtholz GL28h und allseitig kreuzweise bewehrtem Stahlbeton C25/30. Die Anzahl der Versuchskörper pro Serie betrug jeweils vier für die Kurzzeitversuche, drei für die Langzeitversuche und zwei für die experimentellen Untersuchungen zum Einfluss dynamischer Beanspruchungen im Gebrauchslastbereich.

Die Schubübertragung im Verbundelement Kerve erfolgte über den Formschluss der ausbetonierten 2 cm tiefen Ausfräsungen im Holz. Zu Montage- und Transportzwecken sowie zur Aufnahme

der horizontalen Zugkraftkomponente aus dem Versuchsaufbau wurde in Kervenmitte eine Gewindestange M8 vorgesehen. Die Anordnung in einem Langloch  $\varnothing 23$  verhinderte eine Beteiligung dieser Montagesicherung an der Abtragung der Schubkräfte.

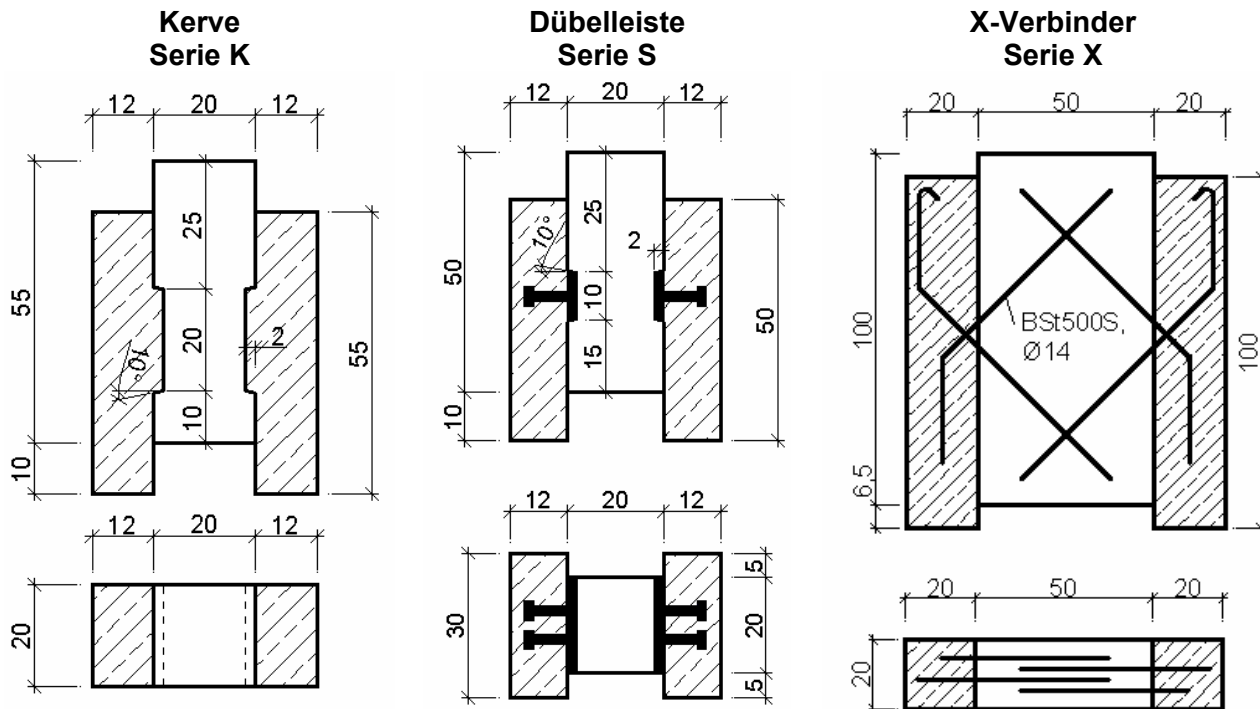


Abbildung 5-1: Geometrie der Probekörper der systematischen Testserien

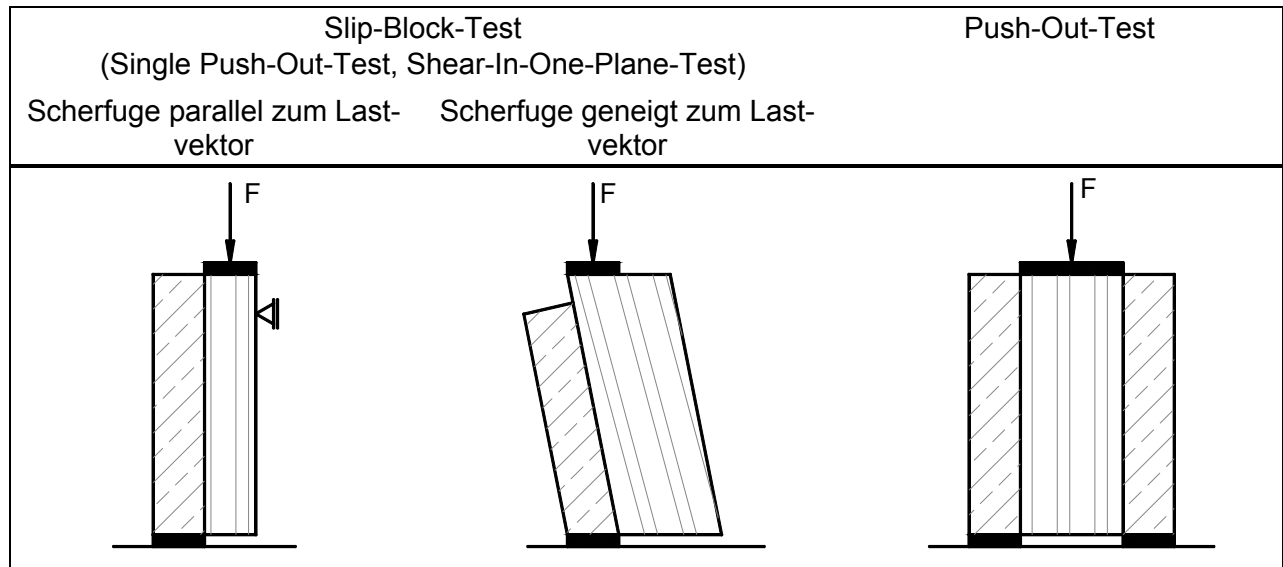
Das Verbundelement Dübelleiste bestand aus einer im Holz eingelassenen, 2 cm dicken Stahlplatte, auf welche betonseitig 2 Kopfbolzendübel  $\varnothing 19$  im Achsabstand von 8 cm aufgeschweißt waren. Die Stahlplatte wurde mit 2 Schrauben  $\varnothing 8$  im Holz fixiert. Langlöcher in den Stahlplatten verhinderten wie bei den Kerven eine anteilige Schubkraftübertragung durch die Schrauben.

Sowohl Kerve als auch Dübelleiste erhielten eine um  $10^\circ$  geneigte Flanke im Kraftübertragungsbereich. Zur Neigung dieser Flanke gibt es unterschiedliche Positionen in der Fachliteratur. In [Fontana, Frangi 2000] wird von Scherversuchen mit  $10^\circ$  Flankenneigung berichtet, während Gutkowski [Gutkowski 2001] einen Neigungswinkel von  $15^\circ$  verwendete. Michelfelder untersuchte im Rahmen einer Parameterstudie den Einfluss des Kervenwinkels auf die Traglast und Steifigkeit am Verbundelement Kerve [Michelfelder 2006]. Mit einem linear-elastischen Berechnungsmodell wies sie nach, dass sich die Hauptspannungen im Flankenbereich um mehr als 30% reduzieren, wenn statt einer senkrechten Kerve eine um  $10^\circ$  geneigte Flanke zur Kraftübertragung genutzt wird. Da die  $10^\circ$ -Neigung rechnerisch mit einer 5%igen Steifigkeitsminderung für die Kerve verbunden war, verzichtete sie in ihren Versuchsserien auf eine Neigung der Kervenflanke. Grosse [Grosse 2005] führte experimentelle Untersuchungen und numerische Simulationen an Kerven mit unterschiedlichen Flankenneigungen von  $80^\circ$ ,  $90^\circ$  und  $100^\circ$  (resp.  $-10^\circ$ ,  $0^\circ$ ,  $+10^\circ$ ) im Scherversuch durch. Eine signifikante Beeinflussung des Tragverhaltens des Verbundelementes durch die Neigung der Flanke stellte er im Versuch nicht fest. Diese Beurteilung gilt jedoch nur unter Berücksichtigung der Materialwahl und Querschnittsdimensionierung, welche ein Holzschubversagen als primäres Versagenskriterium ausschlossen. Auf der Basis umfangreicher Literaturauswertungen belegte Grosse in seiner Arbeit zur Entwicklung des räumlichen Materialmodells für Holz eine Erhöhung der Längsschubfestigkeit in der LR-Ebene bei gleichzeitig wirkendem Querdruck. Bei geneigter Kervenflanke entsteht eine normal zur Vorholzschubfläche gerichtete Schubkraftkomponente, die eine Querkompression erzeugt. Um die Erhöhung der Längsschubfestigkeit unter Querdruck im Kervengrund auszunutzen, wurden in den eigenen systematischen Scherversuchen die Flanken um  $10^\circ$  geneigt.

Beim Verbundelement X-Verbinder wurden jeweils 2 Zug- und Druckstäbe  $\varnothing 14$ , BSt500S kreuzweise in 50 cm tiefe, um  $45^\circ$  geneigte Bohrungen  $\varnothing 18$  im Holz eingeleimt. Dabei kam ein zwei-komponentiger Epoxidharzkleber zum Einsatz.

### 5.2.2 Versuchsaufbau

Scherversuche können mit einer Scherfuge als Slip-Block-Test bzw. mit zwei Scherfugen als Push-Out-Test durchgeführt werden (Abbildung 5-2).



**Abbildung 5-2:** Versuchsaufbauten von Scherversuchen im Holz-Beton-Verbundbau

Glaser listete in [Glaser 2005] die Versuchsaufbauten verschiedener Autoren auf und diskutierte die Vor- und Nachteile von Slip-Block- und Push-Out-Tests. Sämtliche Scherversuche der systematischen Testreihen erfolgten im Rahmen der vorliegenden Arbeit als Push-Out-Tests. Zur realistischen Abbildung der Steifigkeiten und Tragfähigkeiten muss im Push-Out-Test ein gleichmäßiges Versagen der beiden Scherfugen sichergestellt sein, was durch sorgfältige Holzauswahl im Vorholzbereich und hohe Ausführungsqualität beim Betonieren weitgehend erreicht werden kann. Ungleichmäßige Versagenszustände sind durch die aufzuzeichnenden Verschiebungswege feststellbar und können ggf. durch entsprechende Umrechnungen in der Versuchsauswertung berücksichtigt werden (vgl. [Michelfelder 2006]).

Tabelle 5-1 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche und erläutert die verwendete Nomenklatur, welche sich aus der Serienbezeichnung, der Versuchsart und der Probekörpernummer zusammensetzt.

**Tabelle 5-1:** Nomenklatur der systematischen Versuchsserien

Verbundelement	Kerve	Dübelleiste	X-Verbinder
Kurzzeitversuche	K-K1 bis K-K4	S-K1 bis S-K4	X-K1- bis X-K4
Langzeitversuche	K-L1 bis K-L3	S-L1 bis S-L3	X-L1 bis X-L3
Dynamische Tests	K-D1, K-D2	S-D1, S-D2	X-D1, X-D2

Zur Bestimmung der Deformationsdifferenzen zwischen Holz und Beton wurden jeweils zwei induktive Wegaufnehmer an der Front- und Rückseite des Versuchskörpers mittig zum Verbundelement angeordnet. In den Kurzzeitversuchen erfolgte zusätzlich die Aufzeichnung der horizontalen Reaktionen aus der Krafteinleitung.

Mit Hilfe einer Kraftmessdose, welche an der horizontalen Gewindestange befestigt war, konnten die Kräfte in der Serie K direkt gemessen werden (Abbildung 5-3). In den Serien S und X wurden horizontal jeweils zwei bzw. vier induktive Wegaufnehmer im Bereich der Verbundelemente angeordnet, um die Fugenöffnung zu dokumentieren.

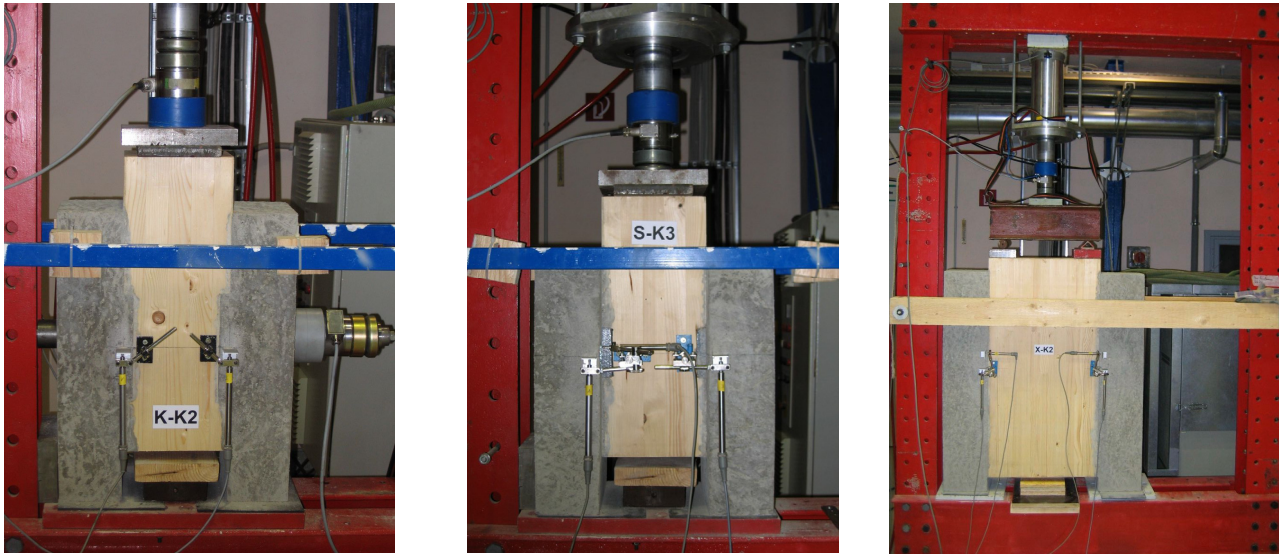


Abbildung 5-3: Versuchsaufbau der Kurzzeitscherversuche mit Belastungseinrichtung und Messequipment

### 5.2.3 Kurzzeitscherversuche

Das Belastungsregime für die Kurzzeitscherversuche wurde in Anlehnung an [DIN EN 26891:1991] gewählt (Abbildung 5-4). Aus dem Anstieg der Last-Verformungskurve im Bereich der ersten Last-rampe ermittelt man den Verschiebungsmodul des Verbundelementes, während sich aus dem zweiten Ast das Tragverhalten im Bruchzustand und die Traglast ableiten lassen. Die Lastaufbringung erfolgte kraftgesteuert mit Reduktion der Vorschubgeschwindigkeit im vorkritischen Bereich. Da in den Serien S und K gleiche Versagenslasten erwartet wurden, konnte das gleiche Lastregime verwendet werden.

Die Kraft-Verschiebungskurven aller Einzelversuche sind im Anhang C, Abbildung C-1 dargestellt. Abbildung 5-5 zeigt die gemittelten Kraft-Verschiebungskurven der Kurzzeitversuche.

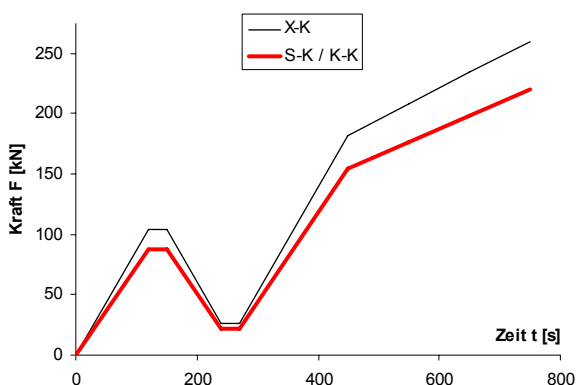


Abbildung 5-4: Lastregime der Kurzzeitscherversuche nach [DIN EN 26891:1991]

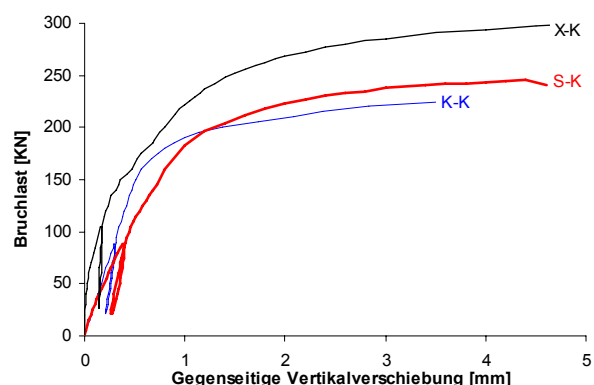


Abbildung 5-5: Gemittelte Kraft-Verschiebungskurven der Kurzzeitscherversuche

In allen drei Serien wurde ein duktils Verformungsverhalten vor dem Erreichen der Bruchlasten beobachtet. Die Serie mit den eingeleimten Bewehrungsstäben zeigte die größte Steifigkeit und Tragfähigkeit, allerdings streuten die Verschiebungsmoduln stark.

Diese Streuung ist in Abbildung 5-19 dargestellt, indem dem arithmetischen Mittel aus allen Versuchen (linker Balken) der Mittelwert unter Ausblendung des Extremalwertes (rechter Balken) gegenübergestellt ist. Prinzipiell sind sowohl Steifigkeit als auch Tragfähigkeit geometrieabhängig, so dass bei Veränderung geometrischer Parameter auch für die anderen Verbundelemente Steigerungen der Verschiebungsmoduln und Traglasten innerhalb bestimmter, durch baupraktische Randbedingungen vorgegebener Grenzen möglich sind. Longitudinalstauchungen und Längsschubversagen im Holz sowie Betonversagen im Kervenbereich kennzeichneten das Bruchbild der Serie K (Anhang C, Abbildung C-2). Die Probekörper der Serie S versagten ebenfalls nach ausgeprägt plastischer Verformung des Holzes parallel zur Faser durch Abscheren des Vorholzes. Das Bruchbild aller Körper der Serie X war durch schlagartiges Versagen eines Zugstabes der X-Verbinder nach Ausbildung einer großen Verschiebungsdifferenz gekennzeichnet.

#### 5.2.4 Langzeitscherversuche

Der Aufbau der Langzeitscherversuche erfolgte mit Hilfe einer speziellen Federkonstruktion für jeden Probekörper in einem eigenen Versuchsrahmen (Abbildung 5-6, Abbildung 5-7).



**Abbildung 5-6:** Langzeitscherversuche im Freien überdacht



**Abbildung 5-7:** Detail Federkonstruktion

An den Versuchskörpern der Langzeitversuche wurde mit der Anfangsrampe der Kurzzeitlastregime der initiale Verschiebungsmodul bestimmt (Abbildung 5-19). Diese Erstbelastung (Anhang C, Abbildung C-3) bewirkte die Aufhebung der Adhäsionswirkung zwischen den Verbundpartnern. Zur weiteren Kraftübertragung konnte – wie im realen Tragwerk – neben dem Verbundelement lediglich der Reibungsanteil aktiviert werden.

Die kriecherzeugende Dauerlast wurde über die Federkonstruktion mit einer 10%igen Überlastung aufgebracht, um die Umspanneffekte bei der Belastungstransformation vom Belastungskolben auf die Feder zu kompensieren.

In Langzeitversuchen werden i. A. ca. 30% der Kurzzeitbruchlast als kriecherzeugende Last aufgebracht ([Michelfelder 2006], [Glaser 2005], [Blaß, Romani 2002]). Die Allgemeingültigkeit dieses Ansatz für den Brückenbau wurde bisher nicht nachgewiesen. Anhand der Analyse im Abschnitt 4 kann gezeigt werden, dass auch für den Brückenbau – streng genommen nur unter Ansatz der untersuchten Material- und Geometrieverhältnisse – dieser Lastansatz sinnvoll ist. Nach Abbildung 4-14 beträgt die kriecherzeugende Last für Holz-Beton-Verbundbrücken etwa 59 bis 73% der Gesamtlast. Daraus ergeben sich nach Abbildung 4-17 bzw. Abbildung 4-19 Schubkräfte von maximal 500 kN mit abnehmender Tendenz bei Betrachtung der Zeitabhängigkeit infolge der Schnittgrößenumlagerungen im Querschnitt. Für formschlüssige Verbindungen der vorliegenden Geometrie in Überbauvariante 1 können ca. 2400 kN als Schubtragfähigkeit unter Ansatz der Bruchscherfestigkeiten nach [Halász, Scheer 1996] bestimmt werden. Damit betragen die unter kriecherzeugender Beanspruchung auftretenden Schubkräfte ca. 21% der rechnerischen Bruchlast.



Aufgrund der großen Streuungen der Schubfestigkeiten des Holzes scheint der Ansatz von 30% der Kurzzeitbruchlast für die Dauerbelastung im Versuch auch für die Anwendung im Brückenbau sinnvoll. Die Probekörper der Serien S und K wurden mit etwa 30% ihrer Kurzzeittraglast belastet. Aufgrund der Tragkraftgrenzen der verwendeten Federn konnte die Serie X nur mit 25% der im Vergleich zu den anderen Serien höheren Kurzzeitbruchlast beansprucht werden.

Nach zweitägigem Permanentmonitoring in der Versuchshalle erfolgte die Aufstellung der Versuchskörper in einem überdachten Versuchsstand im Freien und somit unter den Umgebungsbedingungen, die sich in realen Brückentragwerken einstellen. Die Langzeitversuche sind für eine Dauer von 5 Jahren konzipiert. Während die Klimadaten stündlich digital aufgezeichnet werden, erfolgen die Messungen der gegenseitigen Verschiebungen an den Verbundelementen und die Holzfeuchtebestimmung manuell mit abnehmender Abtastrate bei zunehmender Versuchsdauer (Anhang C, Tabelle C-1). Zur Deformationsmessung wird ein Innenschnelltaster mit einer Messgenauigkeit von 0,01 mm eingesetzt. Um die Varianz der Belastung infolge der klimatischen und hygrothermischen Langzeiteinflüsse (Temperaturdehnungen, Quellen und Schwinden der Versuchskörper) erfassen zu können, wird zusätzlich der Federweg protokolliert. Mit Hilfe der vor Versuchsbeginn aufgenommenen Federkennlinien ist damit die detaillierte Aufzeichnung der Belastungshistorie möglich. Die bisher dokumentierte Lastvarianz beträgt weniger als 1%.

Abbildung 5-8 zeigt die gemessenen und über 24h gemittelten Klimadaten der Langzeitversuche sowie die Holzfeuchteentwicklung über den aktuellen Beobachtungszeitraum von 550 Tagen. Die gemessenen Holzfeuchten variieren zwischen 8 und 14% und bestätigen damit die Richtigkeit des Ansatzes der Serviceklasse 2 in den rechnerischen Langzeituntersuchungen im Kapitel 4, da die Holzfeuchte im überdachten Außenbereich nicht über 20% ansteigt.

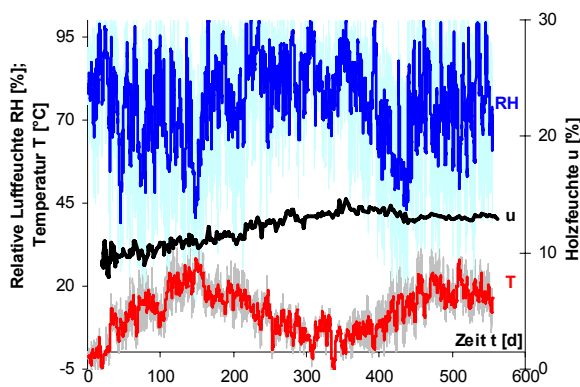


Abbildung 5-8: Klima und Holzfeuchte der Langzeitversuche

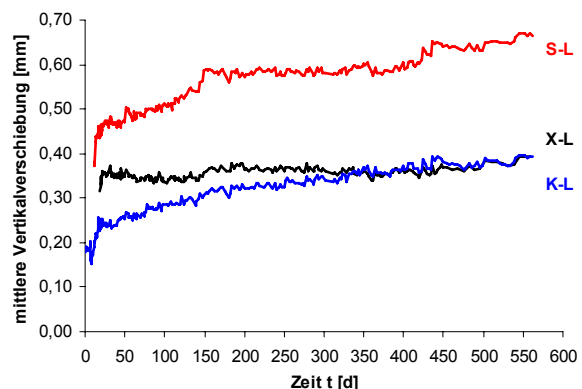


Abbildung 5-9: Mittlere Verschiebungszunahme unter Langzeitbelastung

Abbildung 5-9 dokumentiert die Zunahme der gegenseitigen Verschiebung zwischen Holz und Beton anhand der Serienmittelwerte. Der größte Verformungszuwachs beträgt 103% für Serie K, während die Verschiebungen der Serie S um 86% anstiegen. Bei der Serie X ist die aufgebrachte Belastung zu gering, um deutlich messbare Kriechverformungen zu erzeugen. Bei dieser Serie beträgt die Verformungszunahme ca. 18%. Die aktualisierten Daten für den Untersuchungszeitraum von 550 Tagen dokumentieren einen deutlichen Deformationszuwachs und damit eine Erhöhung des Kriechfaktors  $k_{\text{def,con}}$  im Vergleich zu den Auswertungen nach 343 Tagen (Kapitel 4.2.3).

Um das Langzeitverhalten von Verbundelementen genauer beschreiben zu können, sind noch wesentlich längere Untersuchungszeiträume erforderlich. Daher werden die Langzeitscherversuche weiter permanent überwacht und periodisch ausgewertet.

### 5.2.5 Dynamische Scherversuche

Bei der Durchführung der dynamischen Scherversuche sollten die für den Straßenbrückenbau relevanten Spannungsamplituden und Lastspielzahlen erfasst werden. Bisher gibt es national und international kaum Veröffentlichungen zu dynamischen Scherversuchen an Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Für den Brückenbau sind lediglich Forschungen aus Finnland und Amerika be-

kannt. Detaillierte Angaben zu den bereits in Abschnitt 2.7 vorgestellten Versuchen enthält Tabelle 5-2. Sowohl die Ober- und Unterlasten als auch die Anzahl der Lastzyklen differieren in den einzelnen Quellen deutlich. Allgemeingültige Angaben zur Wahl eines geeigneten Lastregimes lassen sich aus diesen Veröffentlichungen nicht ableiten. Normen für das bei dynamischen Scherversuchen an Holz-Beton-Verbundkonstruktionen anzuwendende Lastregime existieren ebenfalls nicht. Vergleichbare Untersuchungen im Stahlverbundbau zielen i. d. R. auf die Bestimmung der Wöhlerlinie für die Kopfbolzendübel unter Variation verschiedenster Geometrie- und Materialparameter ab (vgl. z. B. [Kürschner 2003], [Roik, Holtkamp 1986], [Mensinger 2000]). Die Schubspannungsschwingamplituden für die Kopfbolzendübel variieren in der Literatur zwischen 0–27 % und 35–52 % der Bruchspannungen im Kurzzeitscherversuch.

Da in keiner Quelle ein Bezug zwischen angesetzter Lastamplitude und den tatsächlich im Bauwerk auftretenden Lasten gegeben war, erfolgten eigene rechnerische Voruntersuchung zum Ansatz der Lastamplitude. Mit Hilfe des in Abschnitt 3.3.1 vorgestellten Stabwerksmodells wurden für Brücken mit Stützweiten von 10 und 25 m mit je zwei grenzwertigen Verbindungsmittelsteifigkeiten (gering und sehr steif) die Variationsbreiten für die an den Verbundelementen auftretenden Schubkräfte zum initialen und finalen Untersuchungszeitpunkt bestimmt. Die Berechnungen erfolgten mit dem Lastmodell 1 des [DIN FB 101:2003] unter Ansatz der häufigen Lastkombination und des Teilsicherheitsbeiwertes für Ermüdung. Die ermittelten Schubkraftamplituden (Abbildung 5-11) verdeutlichen, dass nicht die Stützweite, sondern die angesetzte Verbundelementsteifigkeit für die Grenzwertbetrachtung entscheidend ist. Anhand der in den Kurzzeitscherversuchen bestimmten Verschiebungsmoduln wurden aus den extremalen Berechnungsergebnissen mit der größeren Steifigkeit für die einzelnen Serien die Ober- und Unterlasten linear interpoliert und daraus die in Tabelle 5-2 angegebenen Grenzwerte definiert. Dabei resultiert der untere Wert aus der minimalen Bemessungsschubkraft im Endzustand.

Die obere Grenze ergibt sich aus der maximalen Schubbeanspruchung zum initialen Belastungszeitpunkt. Die so ermittelte Belastungsschwingamplitude ist folglich nicht allgemeingültig, sondern gilt streng nur für die Brücken der untersuchten Geometrie im o. g. Stützweitenbereich.

**Tabelle 5-2:** Dynamische Scherversuche an Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Literatur	Anzahl Versuche	Unterlast $P_{\min}$ / Oberlast $P_{\max}$ [kN]	Frequenz [Hz]	Anzahl Lastwechsel [ $10^6$ ]
[Mäkipuro u. a. 1996]	3	0,04 / 0,57...0,65 $P_{\text{ult}}$	6	0,1 ... 1,69
[Tommola, Salokangas, Jutila 1999]	4	0,01...0,02 / 0,17...0,26 $P_{\text{ult}}$	keine Angaben	1 ... 2,1
[Weaver, Davids, Dagher 2004]	3	0,19 ... 0,43 $P_{\text{ult}}$	3	2
Eigene Versuche	6	0,06 ... 0,35 $P_{\text{ult}}$	3	$\geq 2$

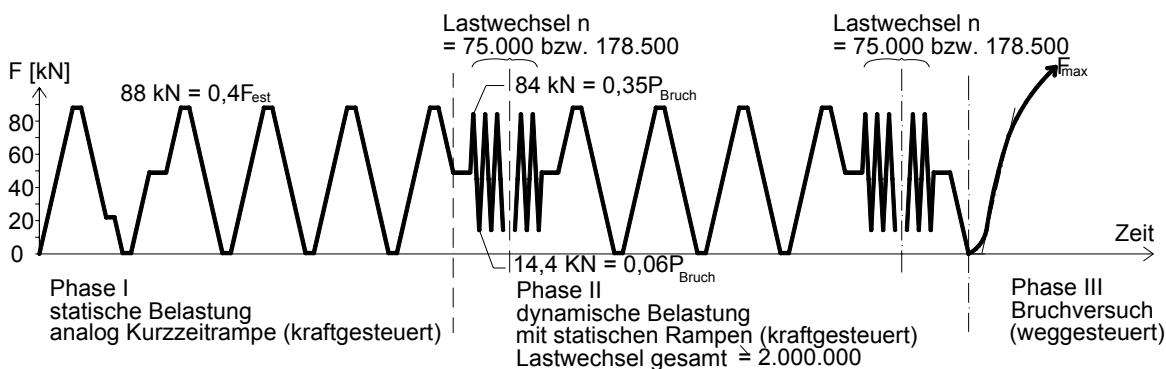
( $P_{\text{ult}}$  = Kurzzeitbruchlast)

Da nach [DIN FB 104:2003] eine Lastwechselzahl von 2 Mio. zur Bestimmung der bezogenen schadensäquivalenten Schubspannungsschwingbreite für Kopfbolzendübel genutzt werden sollte, wurde die Anzahl der Lastspiele für die eigenen Versuche auf diesen Mindestwert festgesetzt. Die Frequenz der dynamischen Belastung durfte einerseits nicht zu niedrig sein, um die Versuchsdauer auf einen praktisch realisierbaren Zeitraum zu begrenzen und andererseits nicht zu hoch, um die Umwandlung von Teilen der aufgebrachten kinetischen in thermische Energie zu verhindern. Mit der gewählten Frequenz von 3 Hz dauerte ein Versuch etwa acht Tage, Erwärmungen des Körpers bzw. der Belastungseinrichtungen wurden nicht beobachtet.

Innerhalb der 2 Mio. dynamischen Schwelllastwechsel erfolgten zweimal täglich statische Belastungszyklen mit jeweils drei langsamen Lastwechseln analog zur Kurzzeitrampe. Damit konnte neben der Zunahme der Verformungen auch der Einfluss der dynamischen Belastung auf die Entwicklung der Verbundelementsteifigkeit bestimmt werden.

Abbildung 5-10 zeigt am Beispiel der Serie S das aus den Voruntersuchungen resultierende Lastregime. Bilder und Lastregime der Serien K und X finden sich im Anhang C, Abbildungen C-4 bis C-6. Entsprechend der inhaltlichen Schwerpunkte unterteilt sich das Lastregime in folgende drei Phasen:

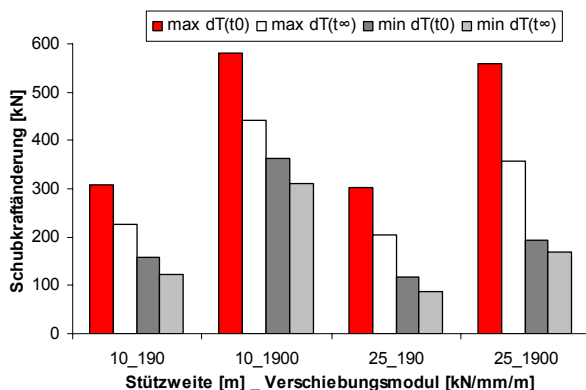
- Phase I: Statische Lastrampe analog Kurzzeitscherversuch zur Bestimmung des Anfangsverschiebungsmoduls (kraftgesteuert)  
Belastungsgeschwindigkeit: 0,733 kN/s (Serien K und S)  
0,867 kN/s (Serie X)
- Phase II: sinusförmige dynamische Belastung im Schwelllastbereich mit zwischengeschalteten statischen Lastrampen (kraftgesteuert, Belastungsgeschwindigkeit analog Phase I)
- Phase III: weggesteuerter Bruchversuch (Belastungsgeschwindigkeit in Anlehnung an Phase I und statische Lastrampen der Phase II)  
Belastungsgeschwindigkeit: 0,5 mm/min (Serien K und S)  
0,4 mm/min (Serie X)



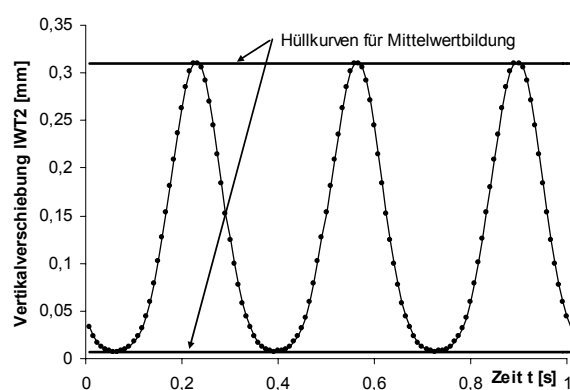
**Abbildung 5-10:** Belastungsregime der dynamischen Scherversuche (Serie S)

Während bei der zuerst geprüften Serie K innerhalb der statischen Zwischenrampen keine vollständige Entlastung stattfand, wurden für die folgenden Serien S und X die statischen Zwischenrampen analog zur Kurzzeitrampe gewählt. Durch diese Anpassung der Kraftordinaten konnte die Entwicklung des Verschiebungsmoduls über die Zeit exakter abgebildet werden.

Die Messwerterfassung in den statischen Belastungsphasen erfolgte mit einer Abtastrate von einem Messwert pro Sekunde. Während der dynamischen Belastung wurden alle 15 Minuten Messzyklen mit einer Länge von 10 Sekunden und einer Abtastrate von 120 Werten pro Sekunde aufgezeichnet (Abbildung 5-12).



**Abbildung 5-11:** Schubkraftamplituden der rechnerischen Voruntersuchung



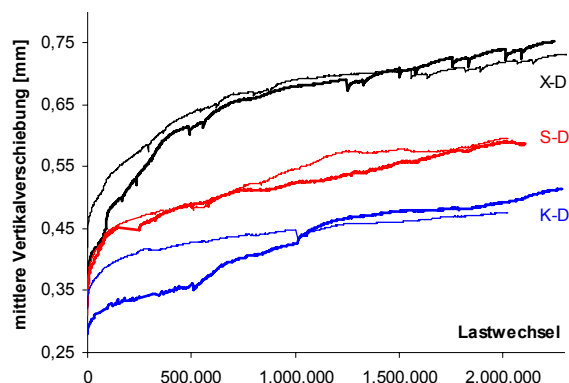
**Abbildung 5-12:** Messwerte und Hüllkurven am Beispiel S-D2 (IWT2) aus dynamischer Messwerterfassung

Da im Rahmen des ersten Versuches (K-D1) die Leistungsfähigkeit der Messwerterfassung zunächst getestet werden musste, war bei diesem Körper die Abtastrate der dynamischen Belastung mit 15 bzw. 60 Werten pro Sekunde geringer. Über die Extremwerte der Sinusfunktion der Mess-

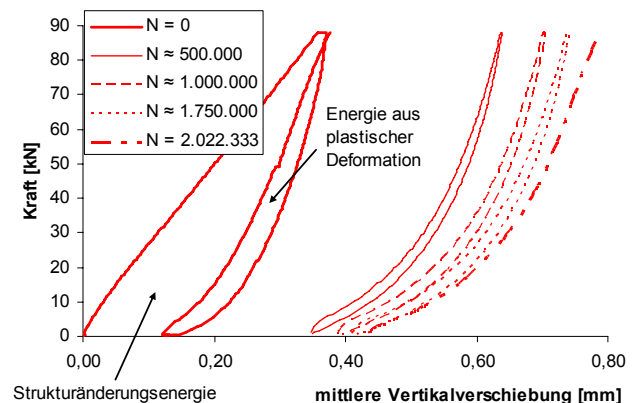


daten wurden je eine obere und untere Hüllkurve erzeugt und deren Funktionswerte pro Messzyklus gemittelt. Die in der Auswertung dargestellten Verschiebungswerte repräsentieren folglich Mittelwerte aus allen viertelstündigen Messungen.

Abbildung 5-13 zeigt die Verformungszunahme aller Versuche unter dynamischer Belastung auf dem Niveau der Unterlast. Die mittlere Verformungszunahme betrug in Serie S 87%, in Serie K 66% und in Serie X 94%. Die wesentlichsten Verschiebungsanteile resultierten aus den ersten 100 000 Lastwechseln (Serien K und S) bzw. 500 000 Lastzyklen (Serie X), wobei etwa 41-59% der Gesamtverschiebung bereits innerhalb der initialen Lastrampen eintraten (Tabelle C-2). Im Gegensatz zu [Weaver, Davids, Dagher 2004] konnte keine Konsolidierung der Verformungen nach einer bestimmten Lastwechselzahl festgestellt werden. Nach Abschluss der dynamischen Belastung wurden sämtliche Probekörper vollständig entlastet. Die getesteten Schubverbinder verfügten über ein ausgeprägtes elastisches Rückverformungspotential. Die nach vollständiger Entlastung aufgezeichnete bleibende Verschiebung betrug bei allen Serien weniger als 0,5 mm.



**Abbildung 5-13:** Mittlere Verschiebungszunahme unter dynamischer Belastung (unteres Lastlevel)

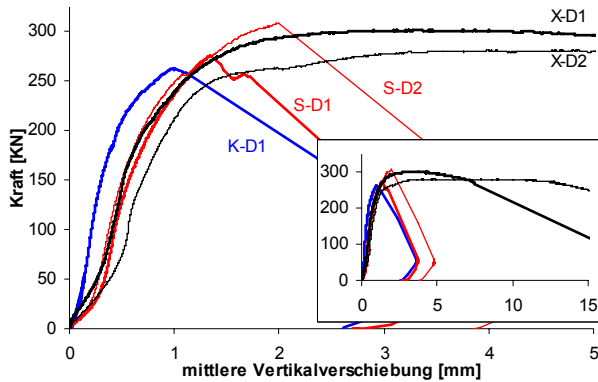


**Abbildung 5-14:** Entwicklung der Verschiebung und der Steifigkeit bei N Lastzyklen (Versuch S-D2)

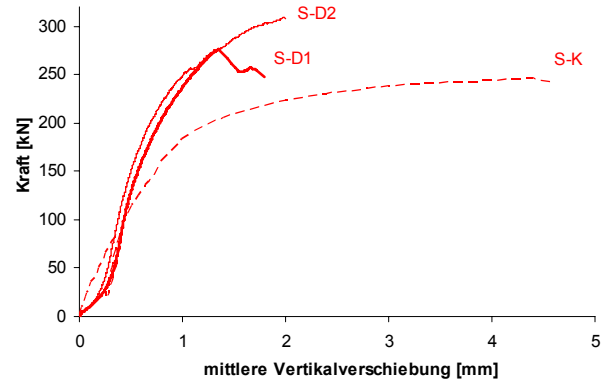
Die Entwicklung der Verbundelementsteifigkeit über die Zeit ist am Beispiel des Probekörpers S-D2 in Abbildung 5-14 und für alle Körper in Anhang C, Abbildung C-7 bis C-10 dargestellt. Die geringste Steifigkeit zeigte sich im Erstbelastungspfad, welcher bei allen Versuchen einen nahezu linearen Anstieg aufwies (Abbildung C-7). Da die Erstbelastung nach [DIN EN 26891:1991] maßgebend für die Bestimmung des Verschiebungsmoduls ist, liegen die so ermittelten Werte stets auf der sicheren Seite. Plastische Strukturveränderungen in der Erstbelastungsphase bedingten einen deutlichen Steifigkeitsanstieg während der ersten Folgebeltung. Jeder weitere Belastungszyklus führte zu einer weiteren plastischen Deformation, wobei die inkrementelle Deformationsänderung und die Verbundelementsteifigkeit abnahmen. Bei den Dübelleisten und eingeleimten Gewindestäben waren unter der dynamischen Lasteinwirkung zunehmende Relativverschiebungen in den Entlastungsphasen der statischen Zwischenrampen zu erkennen, die sich mit steigender Lastwechselzahl vergrößerten. Bei den Kernen konnte kein vergleichbarer Verbindungsmittelschlupf beobachtet werden, da bei dieser Serie innerhalb der Phase II keine vollständige Entlastung stattfand. Die finale Steifigkeit des Verbundelementes ist bei allen untersuchten Körpern zwar geringer als diejenige der 1. Folgebeltung, bei den formschlüssigen Verbindungen jedoch deutlich höher als der aus der Erstbelastung bestimmte Verschiebungsmodul. Im Vergleich der Anfangs- und Endsteifigkeiten der Verbundelemente zeigt sich eine deutliche Zunahme für die Serie K um 107% und für die Serie S um 63%, während bei den eingeleimten Gewindestäben eine marginale Reduktion des Verschiebungsmoduls eintrat. Ursache für den Versteifungseffekt bei den formschlüssigen Verbindungen ist eine lokale Verdichtung der Holzstruktur in der Lasteinleitungszone.

Spezielle Untersuchungen mit den Verfahren der Aufricht- und der Rasterelektronenmikroskopie an Teilstücken der Bruchkörper visualisieren diese Strukturveränderungen. Die in Abbildung C-11 dargestellten Deformationen der Holzfasern und die Glättung der Oberfläche beweisen eine deutliche Kompaktion der Grenzfläche im Lasteinleitungsbereich.

Die Kraft-Verschiebungskurven der Bruchversuche sind in Abbildung 5-15 dargestellt.



**Abbildung 5-15:** Last-Verschiebungskurven der Bruchversuche aller Serien



**Abbildung 5-16:** Vergleich der Last-Verschiebungskurven der Serien S-D und S-K

Aufgrund eines Maschinenfehlers versagte der Probekörper K-D2 im Bruchversuch unplanmäßig, so dass diese Ergebnisse nicht berücksichtigt werden konnten. In den Bruchversuchen zeigten die dynamisch belasteten Probekörper ähnliche Versagensmodi wie die Probekörper der Kurzzeitscherversuche (Abbildung C-12). Bei allen formschlüssigen Verbindungen verursachte das spröde Abscheren der Vorhölzer den Bruch.

Die bei den Kurzzeitscherversuchen festgestellte hohe Duktilität vor Erreichen der Bruchlast trat in den Bruchversuchen der dynamisch belasteten Körper nicht ein, da die hölzerne Lasteinleitungszone bereits innerhalb der dynamischen Belastung longitudinal komprimiert worden war (Abbildung 5-16). Die Gesamtverschiebungen der dynamischen Versuche waren dabei jedoch wesentlich geringer als diejenigen der Kurzzeitversuche.

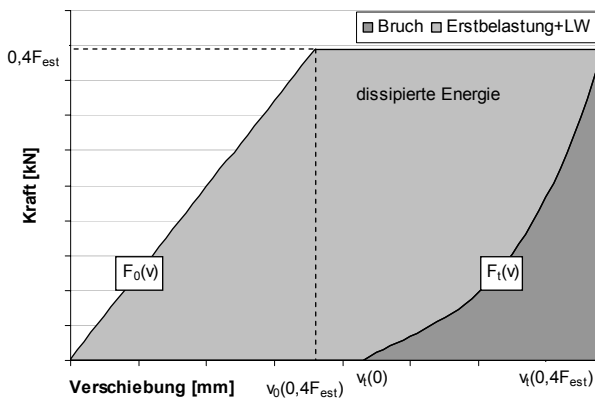
Die Probekörper der Serie X versagten wiederum nach ausgeprägt duktiler Verformung durch Stahlbruch eines Zugstabes. An einem Druckstab des Körpers X-D2 trat im Bruchversuch zusätzlich ein Versagen der Klebefuge im Holz auf.

Für hölzerne Bauteile liegen die Restfestigkeiten nach einer oft wiederholten Beanspruchung im Bereich der statischen Kurzzeitfestigkeiten, wenn die Beanspruchung der Ermüdungszyklen und die Restfestigkeitsprüfung in gleicher Richtung verlaufen [Kreuzinger, Mohr 1994]. Analog zu diesen, auch in [Weaver, Davids, Dagher 2004] für Holz-Beton-Verbundproben bestätigten Erkenntnissen zeigten die dynamisch beanspruchten Probekörper nur eine marginale Abnahme (Serien K und X) bzw. eine deutliche Zunahme (Serie S) der Bruchlasten im Vergleich zu den statischen Kurzzeitversuchen (Abbildung 5-20). Aufgrund der insgesamt geringen Versuchskörperanzahl kann diese Feststellung jedoch nicht als allgemeingültig angesehen werden.

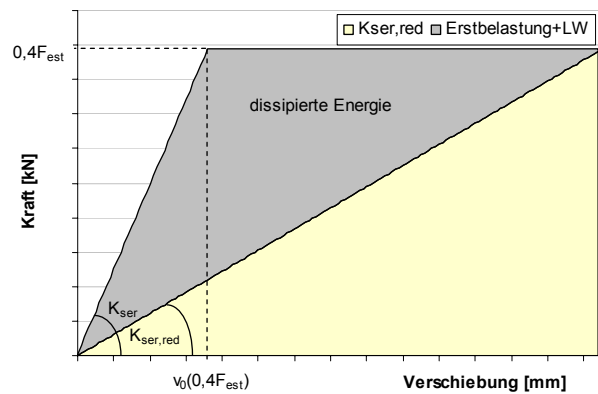
### 5.2.6 Ermittlung eines dynamischen Faktors $k_{\text{dyn}}$ zur Reduktion der Verbundelementsteifigkeit auf der Basis von Energiebilanzen

Während die oft wiederholte Beanspruchung auf den Elastizitätsmodul des Holzes nur marginale Auswirkungen hat [Kreuzinger, Mohr 1994], zeigten die Versuche trotz der Versteifungseffekte eine deutliche Reduktion der Gesamtsteifigkeit aufgrund der Schlupfentwicklung an den Verbundelementen. Zur Quantifizierung dieser Gesamtsteifigkeitsdegradation wird im Folgenden eine Energiebilanzierung vorgenommen. Ziel dieser Untersuchungen ist es, einen dynamischen Faktor  $k_{\text{dyn}}$  zu definieren, mit dem die Verbundelementsteifigkeit im Steifigkeitsansatz nach [DIN 1052:2004] für die Berechnung dynamisch beanspruchter Konstruktionen abgemindert werden kann.

Der Flächeninhalt unter einer Kurve im Kraft-Verschiebungsdiagramm kennzeichnet die für die Formänderungsarbeit benötigte Energie. Die Differenz zwischen der Energie im Bruchzustand und der Energie der ersten Belastungsrampe entspricht der während der Lastrampen und dynamischen Beanspruchung dissipierten Energie. Diese in Abbildung 5-17 dargestellte Fläche quantifiziert die Schädigung des Körpers.



**Abbildung 5-17:** Energiedissipation aus Erstbelastung und Lastwechsel im Vergleich zum Bruchversuch



**Abbildung 5-18:** Ermittlung einer reduzierten Verbundelementsteifigkeit unter Voraussetzung gleicher Energiedissipation

Die dissipierte Energie  $J_{\text{diss}}$  lässt sich mit Hilfe der folgenden Gleichung bestimmen:

$$J_{\text{diss}} = \int_0^{v_0(0,4F_{\text{est}})} F_0(v) dv + \int_{v_0(0,4F_{\text{est}})}^{v_t(0,4F_{\text{est}})} 0,4F_{\text{est}}(v) dv - \int_{v_t(0)}^{v_t(0,4F_{\text{est}})} F_t(v) dv \quad (5-1)$$

Darin sind:

$F_0(v)$  Kraft-Verschiebungskurve der initialen Belastungsrampe

$F_t(v)$  Kraft-Verschiebungskurve des Bruchversuches

Anmerkung: Bei K-D2, für den keine verwertbare Bruchkurve vorlag, wurde als  $F_t(v)$  eine Funktion berücksichtigt, die aus einer entlang der Abszisse vorgenommenen Verschiebung der letzten statischen Belastung um die Deformationszuwächse der darauf folgenden dynamischen Belastung resultierte.

$v_0(0,4F_{\text{est}})$  zu 40% der geschätzten Bruchlast  $F_{\text{est}}$  gehörender Verschiebungswert der initialen Belastungsrampe

$v_t(0)$  Anfangsverschiebungswert des Bruchversuches (entspricht dem resultierenden Gesamtschlupf)

Anmerkung: Sofern die Entlastung nach den 2 Mio. Lastwechseln aufgezeichnet wurde, ist hierin die elastische Rückverformung berücksichtigt. Sofern die Rückverformung nicht gemessen wurde, liegt die Energiebetrachtung auf der sicheren Seite, da die tatsächlich dissipierte Energie um die elastische Rückverformungsenergie geringer ist als der angesetzte Energieverlust.

$v_t(0,4F_{\text{est}})$  zu 40% der geschätzten Bruchlast  $F_{\text{est}}$  gehörender Verschiebungswert des Bruchversuches

Unter Ersatz der dissipierten Energie durch ein flächengleiches Dreieck lässt sich der reduzierte Verschiebungsmodul  $K_{\text{ser,red}}$  mit Hilfe der Abbildung 5-18 bestimmen zu:

$$K_{\text{ser,red}} = \frac{0,4F_{\text{est}}}{\frac{J_{\text{diss}}}{\frac{1}{2} \cdot 0,4F_{\text{est}}} + v_0(0,4F_{\text{est}})} \quad (5-2)$$

Im Gegensatz zu [DIN EN 26891:1991], welche die untere Grenze auf 10% der geschätzten Bruchlast legt, werden hier die Gesamtenergiebilanzen von 0 bis  $0,4 F_{\text{est}}$  berücksichtigt, da der Schlupf gerade in diesem unteren Lastlevel eine entscheidende Rolle spielt.

Damit ist ein Reduktionsfaktor  $k_{\text{dyn}}$  ableitbar, welcher sich als Quotient aus dem Anfangsverschiebungsmodul und dem durch die dynamische Belastung reduzierten Verschiebungsmodul ergibt:

$$k_{\text{dyn}} = \frac{K_{\text{ser}}}{K_{\text{ser,red}}} \quad (5-3)$$

Die folgende Tabelle 5-3 gibt die nach (5-3) berechneten Reduktionsfaktoren an. Aus der arithmetischen Mittelwertbildung über alle Serien resultiert ein Reduktionsfaktor von 3,43.

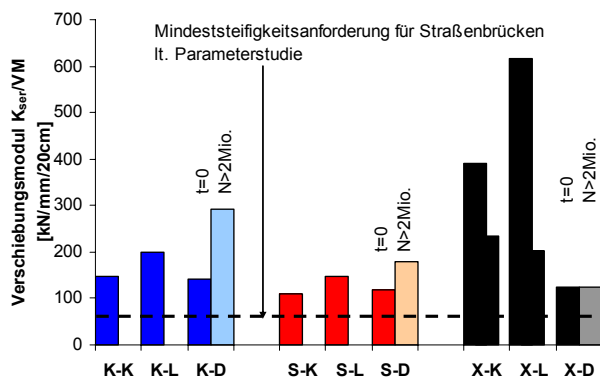
**Tabelle 5-3:** Reduktionsfaktor für den Verschiebungsmodul bei dynamischer Belastung

Probekörper	K-D1	K-D2	S-D1	S-D2	X-D1	X-D2
$k_{\text{dyn}}$	3,6	3,0	3,5	3,6	4,0	2,9
Serienmittel	3,3		3,55		3,45	

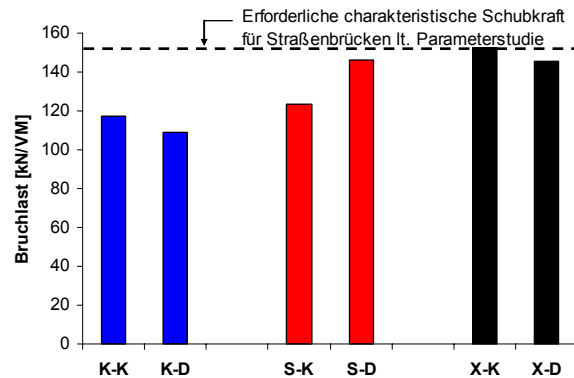
Aus der vorliegenden Analyse ergibt sich die Empfehlung, bei der Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen unter dynamischer Beanspruchung die Verbundelementesteifigkeit um den Faktor 1/3,43 zu reduzieren. Alternativ ist die Berücksichtigung eines Verbundelementenschlupfes von 0,5 mm in der Systemmodellierung möglich. Zur Verifikation der getroffenen Aussagen und zur Erweiterung der Datenbasis werden weiterführende experimentelle Untersuchungen unter dynamischer Belastung als notwendig erachtet.

### 5.2.7 Vergleich der Versuchsergebnisse und Interpretation

Abbildung 5-19 und Abbildung 5-20 zeigen die Verschiebungsmoduln und Traglasten aller Serien der systematischen Scherversuche im Vergleich zu den in der Parameterstudie ermittelten Steifigkeits- und Tragfähigkeitsanforderungen. Die statistische Auswertung aller Serien einschließlich einer Normierung der Ergebnisse auf 1 m Trägerbreite für die formschlüssigen Verbindungen ist im Anhang C, Tabelle C-3 bis C-5 enthalten.



**Abbildung 5-19:** Vergleich der Verschiebungsmoduln aller Serien



**Abbildung 5-20:** Vergleich der Traglasten aller Serien

Insgesamt kann eingeschätzt werden, dass die drei untersuchten Verbundelementtypen Kerve, Dübelleiste und X-Verbinder für den Einsatz im Brückenbau prinzipiell geeignet sind. Sie weisen ausreichend hohe Steifigkeiten im Gebrauchslastbereich auf, reagieren unempfindlich auf dynamische Beanspruchungen und zeigen keine kritischen Kriechdeformationen. Allerdings sind die erreichten Traglasten, welche wesentlich durch die Geometrie- und Materialwahl determiniert sind, im Vergleich zu den Traglastanforderungen der Parameterstudie zu gering. Für den Einsatz im Straßenbrückenbau ist mithin eine Optimierung der Verbundelemente mit dem Ziel der Tragfähigkeitssteigerung notwendig.

Neben diesen mit den systematischen Versuchen bestimmten Tragfähigkeitskriterien spielen baupraktische Aspekte für den Einsatz im Brückenbau eine Rolle. Die Herstellung der X-Verbinder mit Schrägbohrung und Klebung ist relativ aufwändig und teuer.

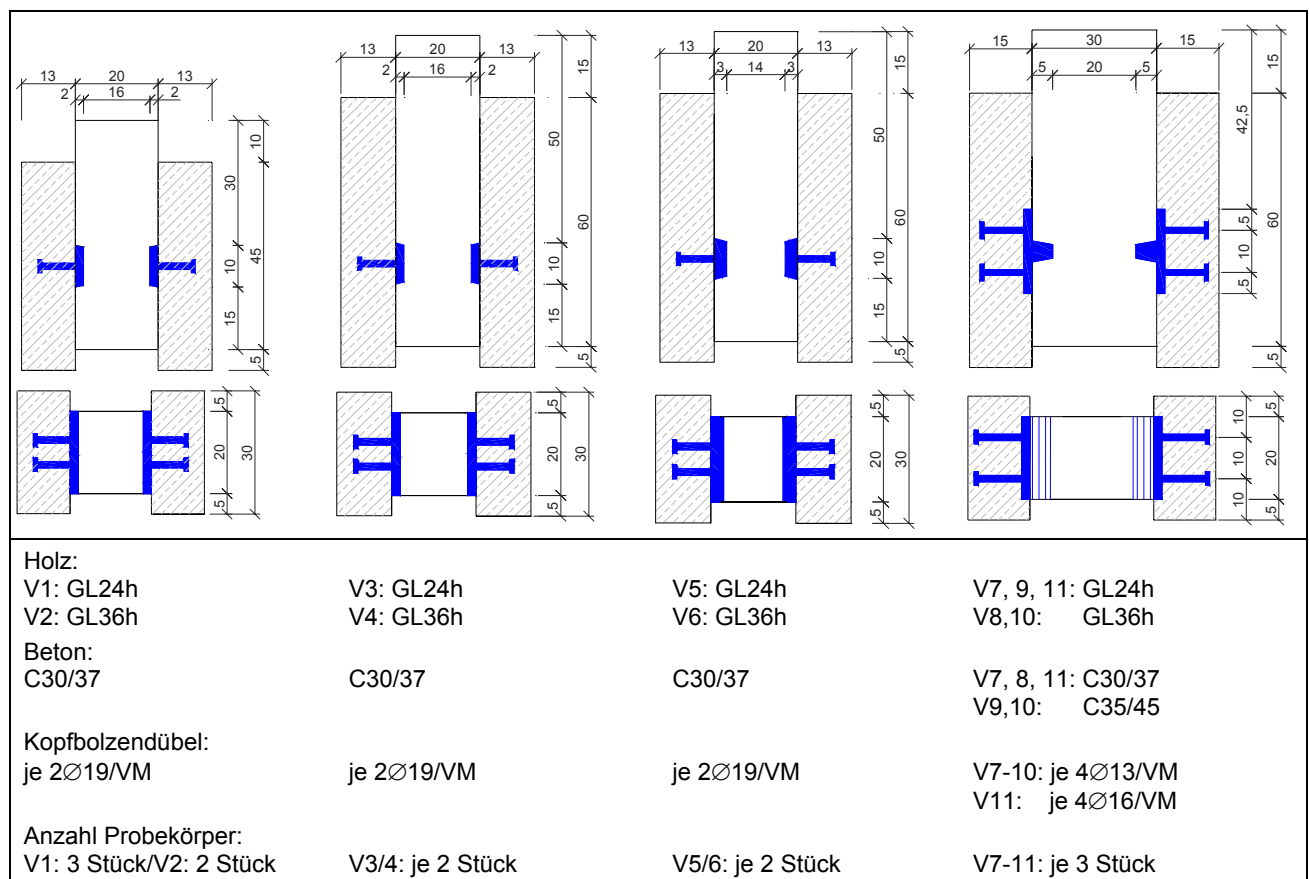
Aufgrund der punktuellen Verbindungsgeometrie sind X-Verbinder eher für stabförmige als für flächige bzw. blockverleimte Träger geeignet. Ein Sicherheitsproblem besteht darin, dass die gesamte Tragfähigkeit des Verbundelementes von der visuell nicht prüfbaren Qualität der Ausführung der Klebung abhängt. Im Gegensatz dazu sind die Kerven sehr einfach und preiswert herstellbar. Allerdings ist bei der Berechnung der Kerven die Schubtragfähigkeit des Betons im Verbundelementbereich auf Basis der aktuellen Normung nicht nachweisbar. Im Gegensatz dazu kann die Dübelleiste auf Basis der aktuellen Normung bemessen werden, da der Verbund zum Beton analog zum Stahlverbundbau und der Verbund zum Holz nach dem Versatzprinzip funktionieren. Die Dübelleiste ist aufgrund des Stahleinsatzes zwar teurer als die Kerbe, jedoch ebenfalls einfach herstellbar. Unter Berücksichtigung der genannten baupraktischen Aspekte wird im Vergleich der untersuchten Verbundelemente die Dübelleiste favorisiert.

Im Folgenden werden weiterführende umfangreiche Scher- und Biegeversuche mit dem Verbundelement Dübelleiste vorgestellt, welche den Einfluss variierender Geometrie- und Materialparameter auf die mechanischen Eigenschaften quantifizieren und damit zur Optimierung dieses Verbundelementes beitragen sollen.

### 5.3 Versuchsserie mit Dübelleisten

#### 5.3.1 Geometrie und Material der Versuchskörper

Mit dem Verbundelement Dübelleiste wurden insgesamt 28 Kurzzeitscherversuche durchgeführt. In 11 Versuchskörperserien V1 bis V11 erfolgte eine Variation der Vorholzlängen, Kerventiefen, der Materialqualitäten von Holz und Beton, sowie der Anzahl und Durchmesser der Kopfbolzendübel (Abbildung 5-21).



**Abbildung 5-21:** Geometrie der Probekörper mit Dübelleisten für Kurzzeitscherversuche



Die Geometrie der Versuchskörper V1-V6 war für ein Versagen des Holzes ausgelegt, um das plastische Potential des Materials Holz unter Longitudinalstauchung innerhalb des komplexen Verbundelementtragverhaltens zu analysieren. Die Wahl der Geometrieparameter für die Versuche V7-V11 erfolgte mit dem Ziel, das zweite duktile Tragvermögen der Dübelleiste zu aktivieren und die Traglast der Verbindung durch das Versagen der Kopfbolzendübel zu begrenzen.

Während mit den verwendeten Holzqualitäten GL24h und GL36h die ganze Bandbreite der in der Praxis zur Verfügung stehenden Materialqualitäten einbezogen wurde, kamen für den Beton in Übereinstimmung mit den Erkenntnissen aus der Parameterstudie lediglich die praktisch relevanten Betone C30/37 und C35/45 zum Einsatz.

An den hölzernen Probekörpern wurden der dynamische Elastizitätsmodul mit dem Gerät „Sylvatest“ und die Rohdichte bestimmt (Tabelle C-6). Die für das Brettschichtholz GL36h ermittelten Werte entsprachen denjenigen der [DIN 1052:2004]. Das Brettschichtholz GL24h wies im Vergleich zu den Normwerten einen um 20% höheren statischen Elastizitätsmodul und eine um 24% höhere Rohdichte auf. Damit hatte das als GL24h gelieferte Holz eine deutlich bessere Qualität als bestellt.

Die Materialprüfungen der Betonproben ergaben hohe Betonqualitäten. Die Zylinderdruckfestigkeiten der gelieferten Betone erreichten mit  $67,7 \text{ N/mm}^2$  (C30/37) und  $67,3 \text{ N/mm}^2$  (C35/45) Werte, die einem C60/75 nach [DIN 1045-1:2001] entsprechen. Auch die ermittelten Elastizitätsmoduln der gelieferten Betone lagen mit  $38750 \text{ N/mm}^2$  für den bestellten C30/37 und  $40270 \text{ N/mm}^2$  für den C35/45 ca. 20% über den Sollwerten der Betonnorm. Die Betonkörper wurden allseitig mit BSt500S  $\varnothing 8$  im Abstand von 10 cm bewehrt.

Als Verbundelemente kamen Dübelleisten in zwei verschiedenen Ausführungen zum Einsatz. In den Versuchskörpern der Serien V1 - V4 wurden 2 cm dicke Stahlplatten mit jeweils 2 betonseitig aufgeschweißten Kopfbolzendübeln  $\varnothing 19 \text{ mm}$  verwendet (Abbildung 5-22). Für die Versuchskörper V5/V6 wurde die Stahlplattendicke und damit die Kerventiefe im Holz auf 3 cm erhöht. In den Versuchen der Serien V7 – V11 kam ein Verbundelement analog [Steurer 1999] mit einer holzseitig zusätzlich aufgeschweißten 5 cm tiefen Stahlknagge zum Einsatz (Abbildung 5-23). Dieses größere Element erhielt betonseitig 4 Kopfbolzendübel  $\varnothing 13$  bzw.  $\varnothing 16 \text{ mm}$ . Die Stahlplatten bestanden aus Baustahl S235, die Kopfbolzendübel aus S235J2G3+C450. Sowohl die Flanken der 2 bzw. 3 cm dicken Stahlplatte als auch die Flanken der 5 cm tiefen Stahlknagge waren um  $10^\circ$  geneigt. Die Flankenneigung bewirkt eine Traglaststeigerung durch den Abbau der Spannungsspitzen im Kervengrund und Aktivierung des Querdruckes auf das Vorholz (vgl. Abschnitt 5.2.1).



**Abbildung 5-22:** Dübelleiste Serien V1-V6 - Stahlplatte mit zwei Kopfbolzendübeln



**Abbildung 5-23:** Dübelleiste Serien V7-V11 - Stahlplatte mit vier Kopfbolzendübeln und Stahlknagge

Die Stahleinbauteile wurden in vorgefräste Kerven im Holz eingesetzt und mit Holzschrauben  $\varnothing 8$  bzw.  $\varnothing 10$  fixiert. Langlöcher im Stahlblech verhinderten eine anteilige Schubkraftübertragung über diese Sicherungsschrauben. Während die Stahleinbauteile der Serien V1-V6 sehr gut in die vorgefrästen Kerven passten, kam es aufgrund von Winkelabweichungen im Bereich der gefrästen Flanken und überstehenden Materials an den versenkten Schweißnähten der Serien V7-V11 zu

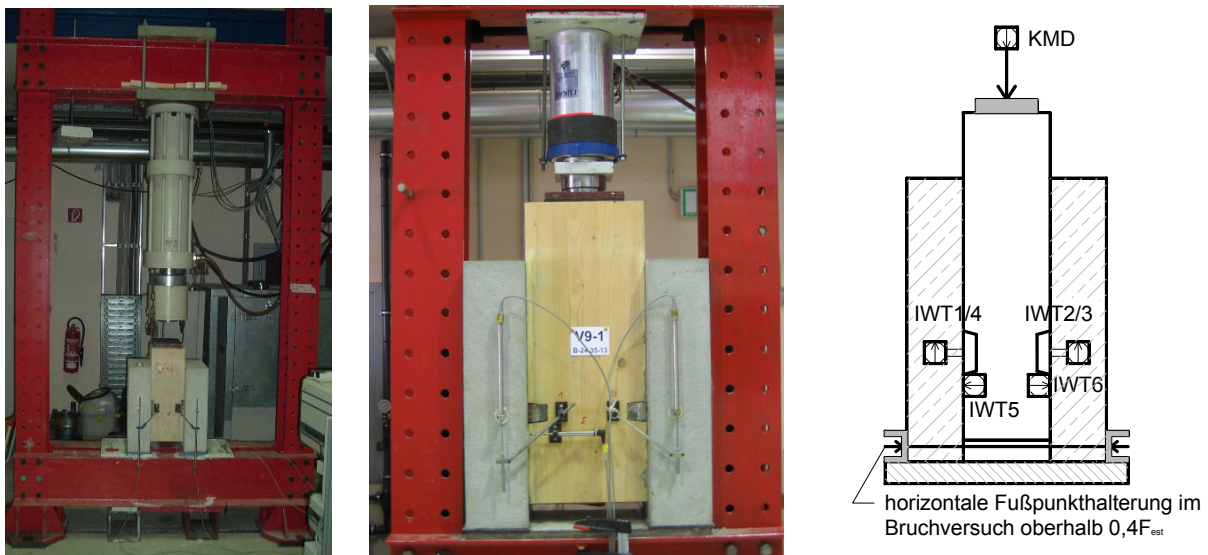
deutlichen Passungenauigkeiten. Diese Geometriedifferenzen konnten auch mit einem hohen Nachbearbeitungsaufwand an den Kernen im Holz nicht vollständig eliminiert werden.

### 5.3.2 Versuchsaufbau und Lastregime

Die Kurzzeitscherversuche erfolgten mit zwei Scherfugen als „push-out-tests“ mit einem Lastregime in Anlehnung an [DIN EN 26891:1991]. Während die Serien V1-V4 mit einer servohydraulischen Anlage weggesteuert belastet wurden, reichte deren Prüfzylinderkapazität von 400 kN ab Serie V5 nicht mehr aus. Die Belastung auf die Probekörper der Serien V5-V11 erfolgte daher manuell kraftgesteuert.

An jeder Vorder- und Rückseite eines Versuchskörpers wurden die vertikalen gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton mittig im Bereich des Verbundelementes gemessen. Zusätzlich zu diesen 4 vertikalen induktiven Wegaufnehmern wurde an jeder Scherfuge ein horizontaler Aufnehmer appliziert, um die Fugenöffnung aufzuzeichnen (Abbildung 5-24).

Aus dem gewählten Versuchsaufbau als push-out-Versuch resultierte eine horizontale Zugkraft im Bereich der Betonaufleger. Ab Serie V3 konnten die Sicherungsschrauben der Stahleinbauteile im Holz diese horizontale Kraftkomponente nicht mehr aufnehmen. Daher wurde bei den Bruchversuchen zusätzlich eine horizontale Fußpunkthalterung angebracht. Diese Halterung wurde erst außerhalb des zur Bestimmung des Verschiebungsmoduls maßgebenden Kraftbereiches aktiviert, um eine Beeinflussung des Verschiebungsmoduls durch Querpressung sowie gegebenenfalls resultierende zusätzliche Reibungseffekte auszuschließen.



**Abbildung 5-24:** Lastrahmen mit servohydraulischer Prüfanlage (links), mit handgesteuertem Prüfzylinder (mitte) und Messequipment (rechts)

Während im Lastregime nach [DIN EN 26891:1991] nur eine Lastrampe enthalten ist, wurden in den Versuchen der Serie V1-V4 jeweils 10 Lastrampen gefahren (Abbildung 5-25).

Diese Modifikation eröffnete die Möglichkeit, die Entwicklung der Verbundelementsteifigkeit unter einer realitätsnäheren Belastungsabbildung zu verfolgen. Zusätzlich konnten während der anschließenden vollständigen Entlastung die elastische Rückverformung aufgezeichnet und der resultierende Anfangsschlupf bestimmt werden. In der finalen Belastungsphase II wurden die Probekörper weggesteuert bis zum Bruch bzw. bis zu einer Maximalverschiebung von 15 mm beansprucht.

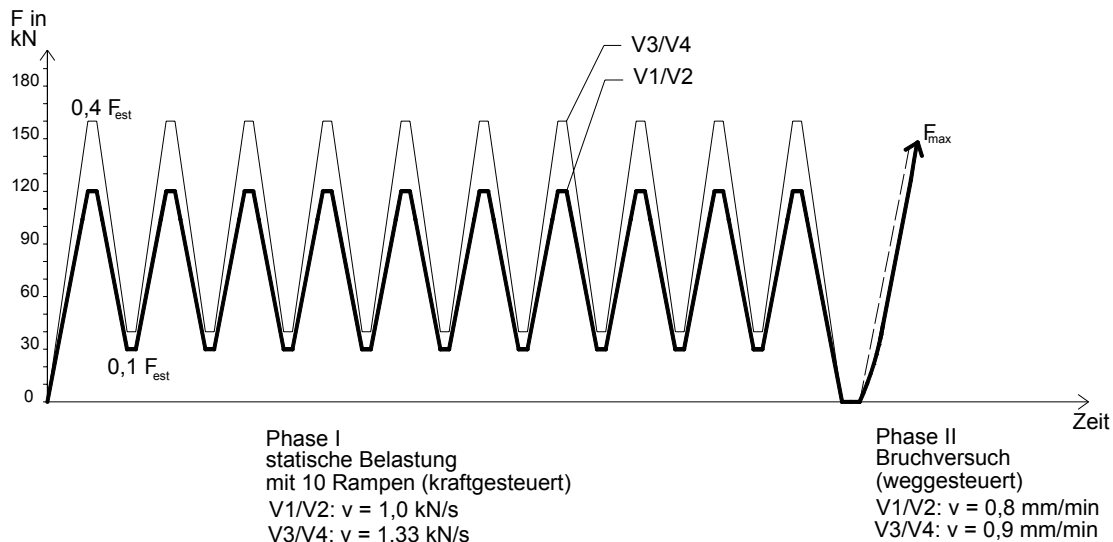


Abbildung 5-25: Lastregime der Serien V1/V2 und V3/V4

Aufgrund der notwendigen Umstellung der Belastungstechnik auf manuellen Betrieb wurde die Anzahl der Lastrampen vor den kraftgesteuerten Bruchversuchen für die Serien V5-V11 auf 4 reduziert (Abbildung 5-26). Die Probekörper V5-1 und V6-2 hatten vorab bereits das Lastregime mit 10 Lastwechseln in der servohydraulischen Prüfanlage durchlaufen.

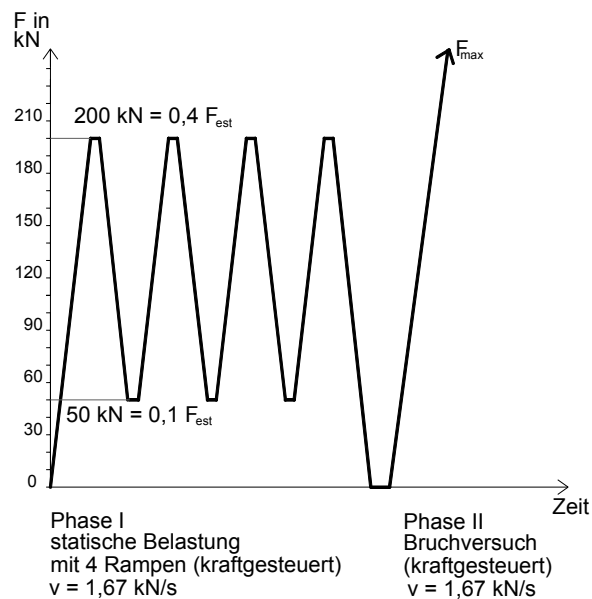


Abbildung 5-26: Lastregime der Serien V5 bis V11 mit reduzierter Rampenanzahl

### 5.3.3 Ergebnisse der Versuche

In Abbildung 5-27 ist eine typische Last-Verformungskurve am Beispiel der Testserie V2-1 dargestellt, die Auswertung der Last-Verschiebungskurven aller Versuche befindet sich im Anhang C, Abbildungen C13 – C18. Zu Beginn des Versuches stieg die Kurve linear, die Anstiege der folgenden Lastrampen verliefen ebenfalls nahezu linear, aber deutlich steiler. Mit zunehmender Lastwechselzahl reduzierte sich der inkrementelle Deformationszuwachs. Nach vollständiger Entlastung waren das elastische Rückverformungspotential und der resultierende Anfangsschlupf der Verbundelemente deutlich zu erkennen. Diese Größen können mit dem einfachen Belastungszyklus nach [DIN EN 26891:1991] nicht bestimmt werden, da der Normenzyklus keine



vollständige Entlastung beinhaltet. Der Anstieg der Bruchkurve verlief im Bereich der vorherigen Lastwechsel ebenfalls annähernd linear und ging mit steigender Last in einen nichtlinearen Ast über. Die Verbundelementsteifigkeit stieg dabei gegenüber der Erstbelastung, war jedoch geringer als im Bereich der Lastrampen (Abbildung 5-28).

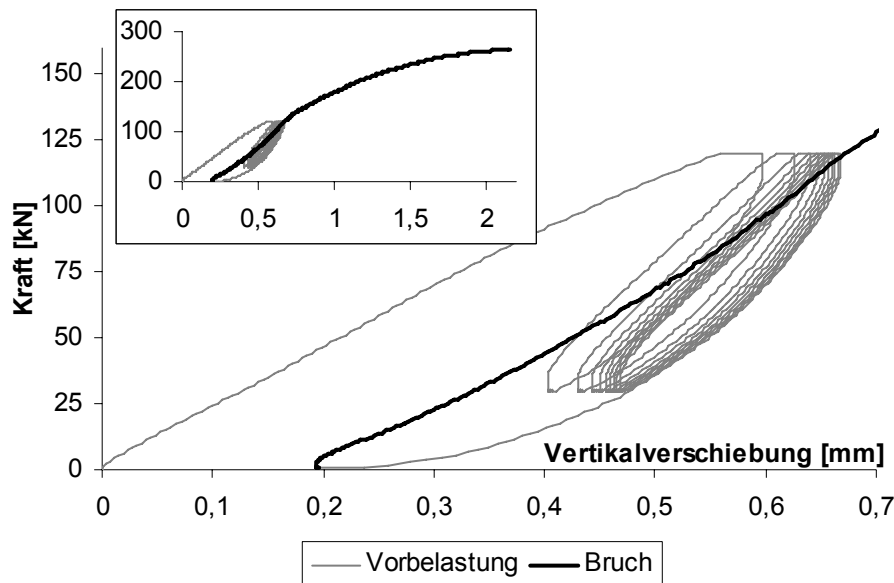


Abbildung 5-27: Last-Verformungskurve Versuchskörper V2-1

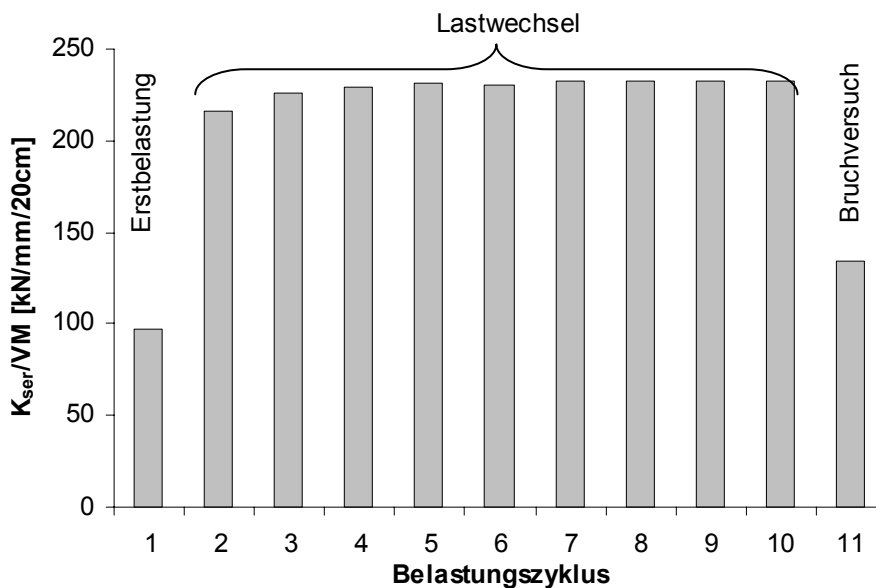
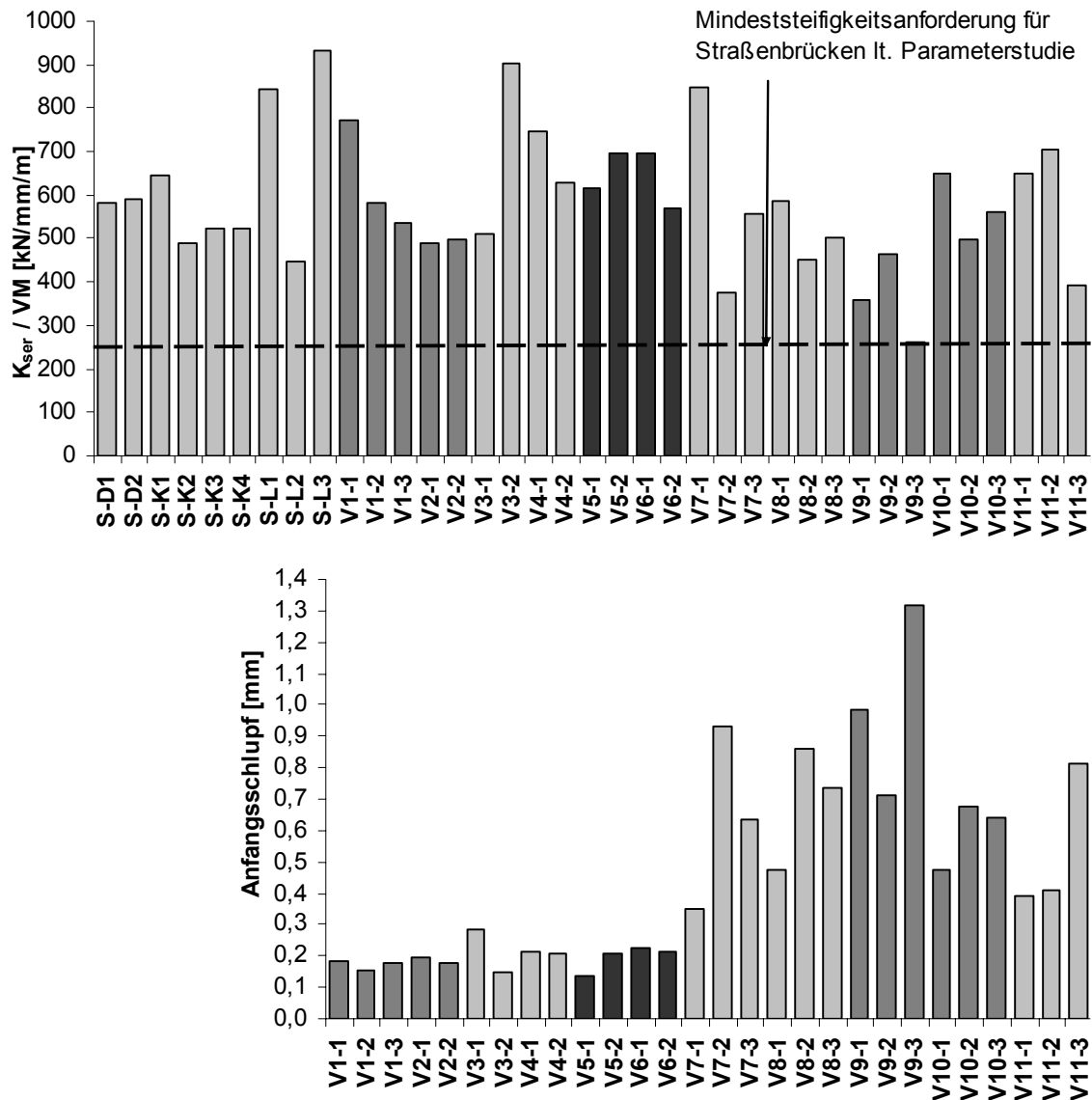


Abbildung 5-28: Entwicklung der Verbundelementsteifigkeit Versuchskörper V2-1

Ein Vergleich der Verschiebungsmoduln aller Versuche einschließlich der Pilotserien mit dem in der Parameterstudie ermittelten Mindestverschiebungsmodul ist in Abbildung 5-29 enthalten. Die statistische Auswertung erfolgt im Anhang C, Tabelle C-7. Sämtliche untersuchten Geometrien genügen den Mindeststeifigkeitsanforderungen der Parameterstudie, insbesondere sind die Dübelleisten ohne zusätzliche Schubknagge nach Abbildung 5-22 bereits ausreichend steif. Im Gegensatz zur prognostizierten Steifigkeitssteigerung zeigten die Dübelleisten mit zusätzlicher Schubknagge nach Abbildung 5-23 im Mittel deutlich geringere Verschiebungsmoduln als diejenigen ohne Schubknagge. Die unterschiedlichen Anstiege in den gemittelten Last-Verformungskurven der Initialbelastung (Abbildung 5-30) bestätigen dieses Phänomen, dessen Ursache in den

herstellungsbedingten, teilweise großen Passungenauigkeiten der Dübelleisten für die Serien V7-V11 liegt. Durch den direkten Vergleich mit den unterhalb der Verschiebungsmoduln abgebildeten Anfangsdeformationen wird der Sachverhalt bestätigt. Ein minimaler Anfangsschlupf von i. M. 0,2 mm bei den Dübelleisten der Serien V1-V6 belegt, dass die Herstellung des Formschlusses bei dieser Dübelleistengeometrie erfolgreich war und im Gebrauchslastbereich nur marginale Deformationen infolge plastischer Strukturveränderung auftraten. Passungenauigkeiten von bis zu 1,3 mm (V9-3) führten zum deutlichen Absinken des Verschiebungsmoduls bei einigen Dübelleisten der Serien V7-V11.



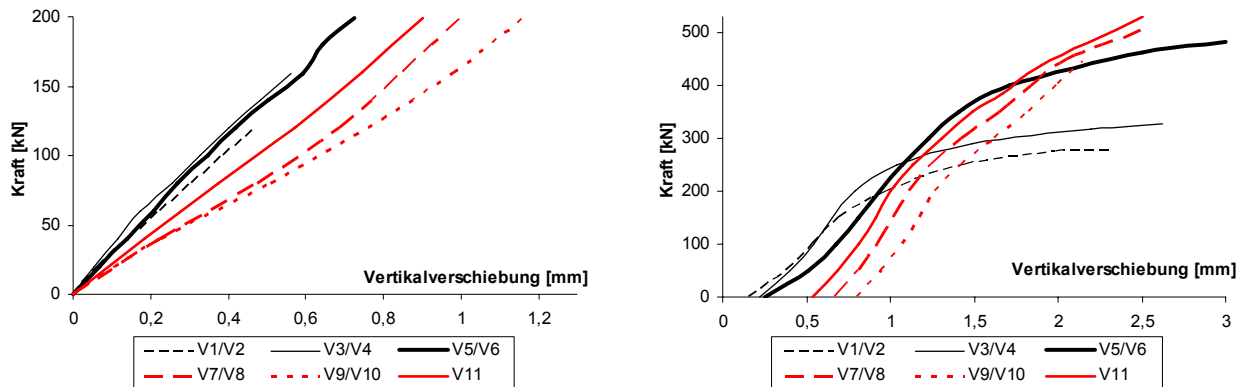
**Abbildung 5-29:** Verschiebungsmoduln und Anfangsschlupf der Dübelleiste (alle Versuche)

Bei den Folgebelastungen erreichten die Dübelleisten mit zusätzlicher Schubknagge deutlich höhere Werte als diejenigen ohne zusätzliche Schubknagge (Abbildung C19), da nach der initialen Belastung die Passungenauigkeit überwunden ist und der Anfangsschlupf in der Ermittlung des Verschiebungsmoduls keine Berücksichtigung findet.

Die Untersuchungen belegen, dass die geometrisch einfacheren Dübelleisten bereits eine ausreichende Steifigkeit für den Brückenbau besitzen. Eine hohe Passgenauigkeit des Formschlusses erweist sich als notwendige Voraussetzung für die Gebrauchstauglichkeit der Verbindung.

Im Vergleich der gemittelten Bruchkurven aller Serien ist zu erkennen, dass das plastische Potential nur für die Serien V1-V6 aktiviert werden konnte. Das Duktilitätskriterium von 6 mm Verschiebungsweg nach [DIN EN 1994-1-1:2006] erreichte lediglich ein Probekörper (V4-2).

Plastische Longitudinalstauchungen im Lasteinleitungsbereich des Holzes wurden nur bei den Serien V1-V4 beobachtet. Die im Last-Verschiebungsdiagramm dokumentierte Plastizierung der Serien V5-V6 liegt rechnerisch in einer Deformation der Kopfbolzendübel begründet, welche ihre charakteristische Traglast bei ca. 400 kN erreichen sollten. Die Begutachtung der freigelegten Verbundelemente nach Versuchsende konnte weder Deformationen der Kopfbolzendübel noch Druckplastizierungen im Holz visuell bestätigen. Die Serien V7-V11 zeigten kein Plastizierungsvermögen, obwohl die Versuchskörper dieser Serien auf Abscheren der Kopfbolzendübel dimensioniert worden waren (Abbildung 5-30).



**Abbildung 5-30:** Gemittelte Last-Verschiebungskurven der Erstbelastung (links) und der Bruchversuche (rechts) aller Serien

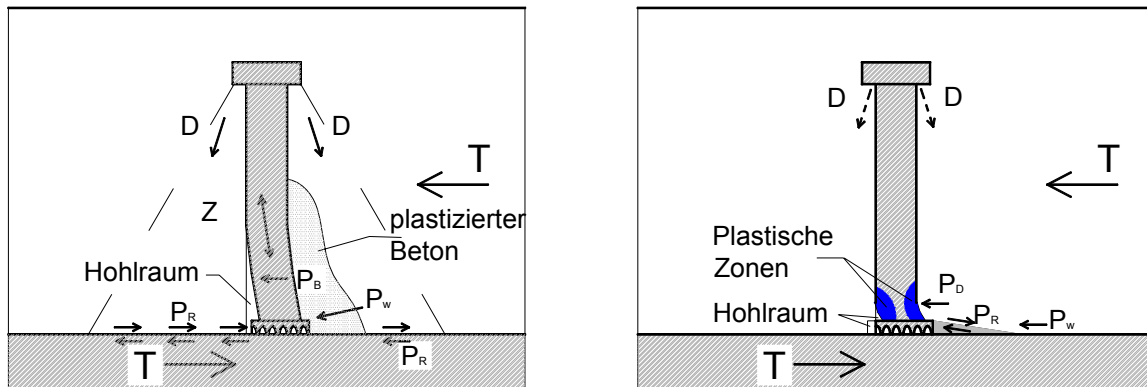
23 Probekörper versagten letztendlich durch Abscheren der Vorhölzer, wobei in 52% der Fälle ein gleichzeitiges Versagen beider Scherfugen eintrat. Aufgrund der versuchsgeometriebedingten horizontalen Zugkraft wurde bei drei Körpern ein planmäßiges Versagen verhindert, da es zum Herausziehen der Schrauben aus dem Holz (V3-1) bzw. trotz Horizontalhalterung zu einem an der unteren Flanke beginnenden Querkzugversagen der Hölzer kam (V8-2 und V9-3). Der Versuch V4-2 wurde nach Erreichen eines Verschiebungsweges von 15 mm abgebrochen. Der Körper V10-2 versagte bis zum Erreichen der Höchstlast des Versuchsstandes nicht. Abbildung 5-31 dokumentiert das Versagen anhand einiger typischer Bruchbilder.



**Abbildung 5-31:** Bauteilschädigungen durch Druckstauchung (links V3-2), Druckstauchung, Rissbildung im Beton und Vorholzabscheren (Mitte V5-1) und Vorholzversagen (rechts V7-3)

Die Auswertung der erreichten Traglasten ergab eine deutliche Diskrepanz zu den rechnerisch, auf der Basis charakteristischer Materialfestigkeiten prognostizierten Werten. Insbesondere traten Druckplastizierungen im Holz lediglich begleitend und Abscheren der Kopfbolzendübel als grundlegende Versagensursachen auch bei deutlich höheren als den für diese Versagensfälle rechnerisch ermittelten charakteristischen Bruchlasten nicht ein.

Ein Grund hierfür liegt in den bei der Materialprüfung festgestellten hohen Betonfestigkeiten. Das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln ab einer Betondruckfestigkeit von  $50 \text{ N/mm}^2$  unterscheidet sich grundlegend von demjenigen in normalfestem Beton (Abbildung 5-32 nach [Hegger u. a. 2004]).



**Abbildung 5-32:** Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton (links) und hochfestem Beton (rechts) nach [Hegger u. a. 2004]

Bei einem Kopfbolzendübel in normalfestem Beton wirkt ein wesentlicher Teil der Schubkraft zunächst auf den Schweißwulst ( $P_W$ ). Infolge Laststeigerung kommt es zur lokalen Druckplastizierung des Betons vor dem Dübelfuß, wodurch eine Umlagerung der Last auf den Dübelschaft ( $P_B$ ) erfolgt und eine Biegebeanspruchung des Dübels möglich wird. Die Dübeldeformation initiiert die Ausbildung einer Druckkraft  $D$  zwischen Dübelkopf und Stahlflansch, welche eine entsprechende Zugkraft  $Z$  im Dübelschaft und eine zusätzliche Reibungskraft  $P_R$  in der Schubfuge hervorruft. Es kommt zu einer Plastizierung des Kopfbolzendübels oberhalb des Schweißwulstes und zum Abscherversagen bei Erreichen der Schubzug-Tragfähigkeit. Im Gegensatz zu diesem Tragverhalten wird der Kopfbolzendübel aufgrund der starren Einspannung in höherfestem Beton nahezu ausschließlich auf Abscheren beansprucht. Vor dem Schweißwulst bildet sich ein mit zunehmender Last plastizierender Betondruckkeil aus. Der Betonkörper schiebt sich über diesen Druckkeil und aktiviert so Reibungskräfte, die einen zusätzlichen Kraftanteil in den Schweißwulst übertragen. Die starre Einspannung des Dübelschaftes verhindert große Dübeldeformationen. Eine plastische Zone, die das Abscherversagen des Bolzens einleitet, bildet sich lediglich direkt oberhalb des Schweißwulstes. Kopfbolzendübel zeigen in hochfesten Betonen deutlich höhere Tragfähigkeiten bei gleichzeitig spröderem Versagensmechanismus.

Im Unterschied zum Stahlverbundbau ist in der Holz-Beton-Verbundkonstruktion die Unverschieblichkeit des Bolzenfusses aufgrund der longitudinalen Druckplastizierung im Holz nicht gegeben. Die Interaktion aus Verschieblichkeit des Bolzenfusses und großer Einspannung des Bolzenkopfes infolge der hohen Betonfestigkeiten nähert das Tragverhalten demjenigen im hochfesten Beton an. Dieses veränderte Tragverhalten erklärt, warum die Dübel deutlich höhere Lasten übertragen konnten und sich kein ausgesprochen duktiler Versagen einstellte.

Sämtliche Bruchlasten, die aus dem Versagensfall Vorholzabscheren resultierten, waren deutlich größer als diejenigen Traglasten, die nach [DIN1052:2004] für Versätze mit Vorholzlängen entsprechend der 8fachen Kerventiefe ermittelt werden können. Diese Traglaststeigerung resultierte aus der Interaktion von Schub und Querdruck im Holz (vgl. [Grosse 2005]). Bedingt durch den Versuchsaufbau wirkte eine Druckkraft aus dem Beton auf das Vorholz. Simulationsstudien zum Einfluss der Vorholzlänge auf die Schubspannungsspitzen am Kervengrund von Push-Out-Versuchen mit Betonkerfen in [Michelfelder 2006] bestätigen diese Ergebnisse.

Im Vergleich der Bruchlasten (Abbildung 5-33) ist eine Zunahme der Tragfähigkeit mit steigender Vorholzlänge und Kerventiefe zu erkennen. Ab einer Kerventiefe von 3 cm werden die erforderlichen charakteristischen Tragfähigkeiten der Parameterstudie von allen Probekörpern erreicht. Während bei konstanter Vorholzlänge von 50 cm eine deutliche Traglaststeigerung von Serie V3/V4 zu V5/V6 bei Zunahme der Versatztiefe um 1 cm zu erkennen ist, wurde mit einer weiteren Vergrößerung der Versatztiefe keine wesentliche Traglaststeigerung mehr erzielt (vgl. V5/V6 mit V7-V11).

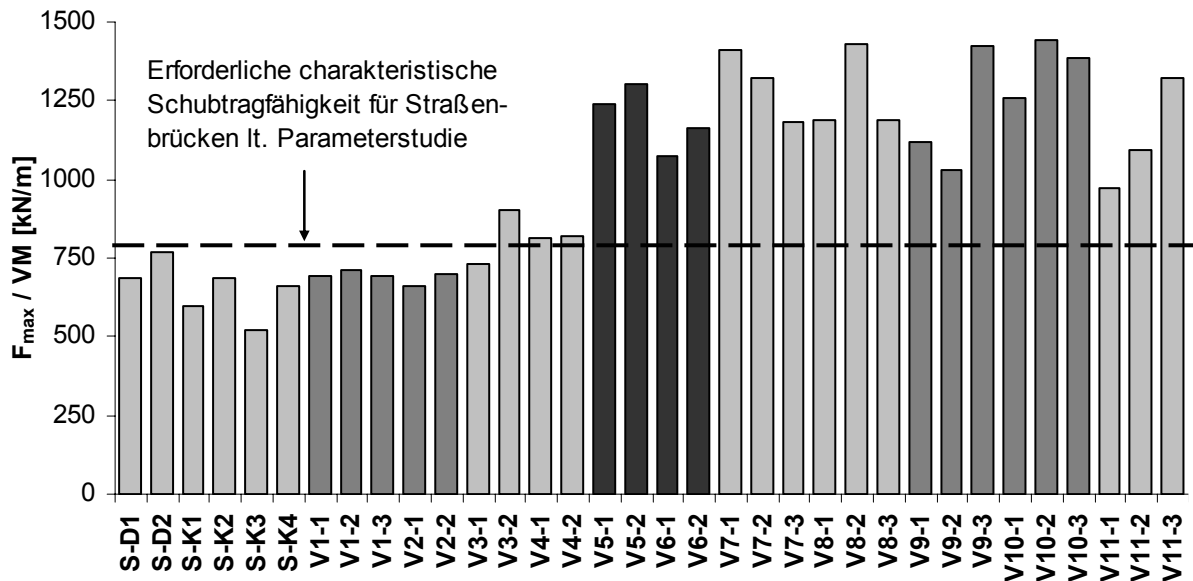


Abbildung 5-33: Bruchlasten aller Versuche mit Dübelleisten

Die aus den Versuchen ableitbare Abhängigkeit der Traglast von Kervertiefe und Vorholzlänge ist in Abbildung 5-34 aufgetragen. Bis zu einer Kervertiefe von 3 cm und einer Vorholzlänge von ca. 30 cm zeigt sich ein linearer Zusammenhang zur erreichten Bruchlast, bei größeren Werten besteht diese lineare Beziehung nicht mehr. Während in den Simulationsstudien in [Michelfelder 2006] der Einfluss der Vorholzlänge im Vergleich zur Kervertiefe generell dominiert, zeigten die hier vorgestellten Versuche einen deutlichen Einfluss der Kervertiefe bis 3 cm auf die Traglast.

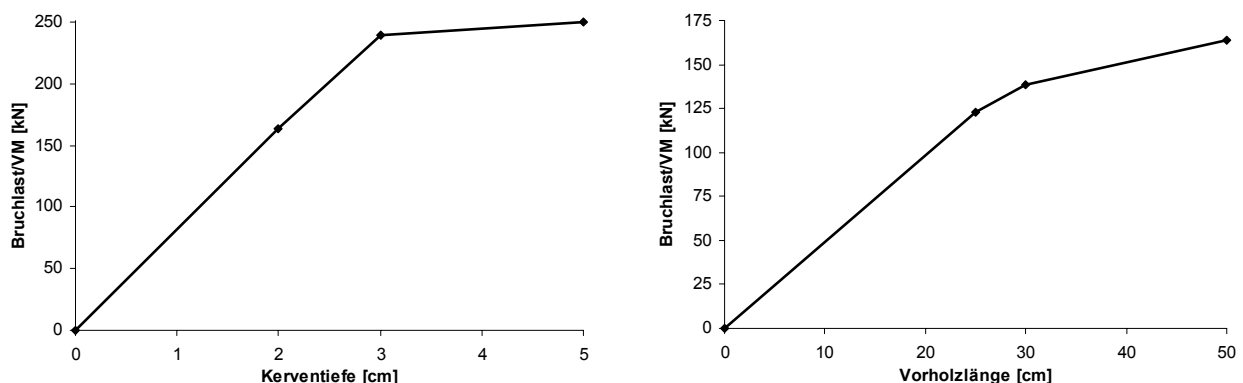


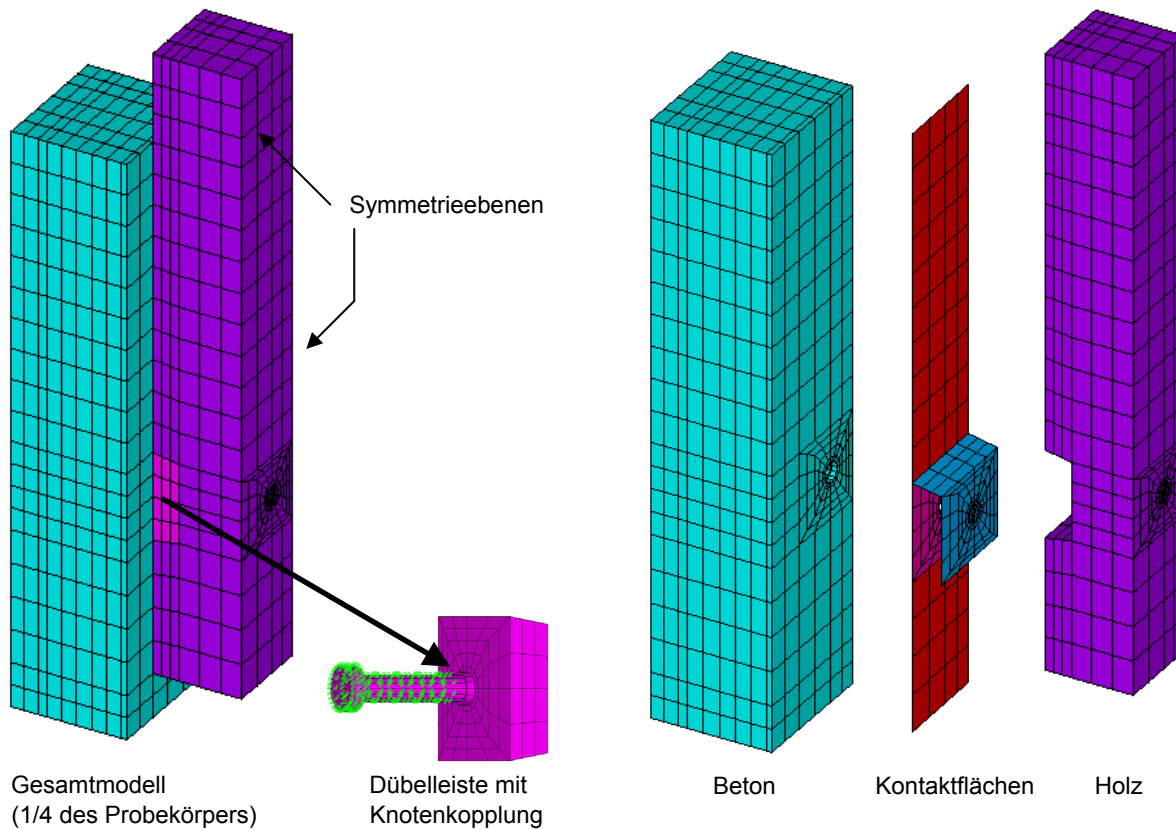
Abbildung 5-34: Einfluss der Kervertiefe und Vorholzlänge auf die Bruchlasten

Der Einfluss der Materialqualitäten von Holz und Beton auf die Traglast und Steifigkeit der Dübelleiste ist anhand der Versuche nicht quantifizierbar. Die ermittelten Verschiebungsmoduln lassen aufgrund großer Streuungen keine Rückschlüsse auf die Materialabhängigkeit zu. Da sämtliche Probekörper auf Vorholzabscheren versagten und die Scherfestigkeiten des Holzes unabhängig von der Holzfestigkeitsklasse sind, hatte die Holzklassifizierung keinen Einfluss auf die Versuchstraglasten. Die hohen Betonqualitäten beeinflussten die Traglasten insofern, als sie das prognostizierte Abscheren der Kopfbolzendübel verzögerten.

Aufgrund der geringen Probekörperanzahl gleicher Geometrie- und Materialparameter sowie der generell großen Streubreite bei Versuchen mit dem natürlichen Baustoff Holz bedürfen die experimentellen Ergebnisse weiterführender rechnerischer Verifikationen.

### 5.3.4 Rechnerische Verifikation

Die rechnerischen Simulationen dienen der Untersuchung der Einflüsse der Materialsteifigkeiten und Festigkeiten auf die Kraft-Deformations-Beziehung am Verbundelement Dübelleiste. Um die Kraftübertragung im Bereich der Kopfbolzendübel realistisch berücksichtigen zu können, werden die Versuche mit dem FE-Programm ANSYS räumlich simuliert. Die Vernetzung der Teilquerschnitte und Verbundelemente erfolgt mit 20-knotigen Volumenelementen (Solid 95). Unter Ausnutzung der Symmetrie wird nur ein Viertel eines Probekörpers modelliert (Abbildung 5-35). An den Schnittebenen sind Symmetrierandbedingungen definiert.



**Abbildung 5-35:** 3D-Modell der Scherversuche mit Dübelleisten

Die Geometrie- und Materialparameter der Simulation entsprechen den im Versuch ermittelten Kennwerten.

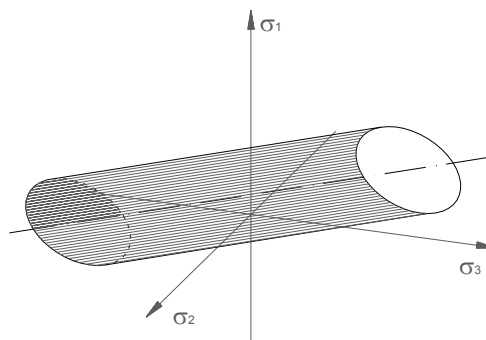
Das Materialverhalten der Verbundkomponenten basiert auf nichtlinearen Ansätzen. Für das Holz wird die in ANSYS implementierte, nichtlinear anisotrope Materialoption ANISO gewählt [ANSYS 2007]. Im linear-elastischen Bereich ist damit eine Materialbeschreibung durch ein orthotropes Elastizitätsgesetz mit symmetrischer Steifigkeitsmatrix möglich. Die von [Neuhaus 1981] festgestellte Asymmetrie der Steifigkeitsmatrix von Holz aufgrund differenter Querdehnzahlen wird mit diesem Ansatz vernachlässigt. Tabelle 5-4 fasst die im Modell verwendeten neun unabhängigen Elastizitätszahlen zusammen, welche auf den eigenen Messungen ( $E_L$ ) und den Angaben in [Halász, Scheer 1996], [Neuhaus 1981] und [DIN 1052:2004] beruhen. Da die Versuchsergebnisse innerhalb einer Serie gleicher Geometrie (V1 und V2; V3 und V4 sowie V5 und V6) keine Abhängigkeit von den Holzfestigkeitsklassen zeigten, wird in der Simulation keine Differenzierung nach GL24h und GL36h vorgenommen. Für geometrisch identische Serien erfolgt jeweils eine eigene Berechnung. Lokale Strukturdifferenzen im Vorholzbereich (Äste, Jahrringlage und -dichte, Schwindrisse) werden zugunsten eines reduzierten Modellierungsaufwandes nicht berücksichtigt.

**Tabelle 5-4:** Verwendete Elastizitätszahlen für Holz im Materialmodell ANISO

Richtung der Holzachse (Koordinatenachse im Modell)	Longitudinal (x)	Radial (y)	Tangential (z)
Elastizitätsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]	14450	800	450
Ebene	LR (xy)	RT (yz)	LT (xz)
Querdehnzahl	0,027	0,600	0,033
Schubmodul [N/mm <sup>2</sup> ]	720	40	720

Zur Beschreibung des plastischen Materialverhaltens ist die Definition eines Fließkriteriums, einer Fließregel und einer Ver- bzw. Entfestigungsvorschrift notwendig. Als Fließkriterium für die Materialoption ANISO ist das generalisierte HILL-Kriterium in ANSYS implementiert. In Erweiterung der Fließkriterien nach VON MISES und HILL ermöglicht es die Berücksichtigung differenter Druck-, Zug- und Scherfestigkeiten einschließlich differenter Verfestigungsvorschriften in den drei Hauptspannungsrichtungen. Die von [Grosse 2005] für den Baustoff Holz festgestellte Erhöhung der Längsschubfestigkeit in der LR-Ebene unter tangentialer Kompression kann mit diesem Fließkriterium nicht in die Untersuchungen der Vorholzbereiche einbezogen werden.

Im Hauptspannungsraum stellt das generalisierte HILL-Kriterium einen Zylinder mit elliptischer Grundfläche dar, welcher zur Abbildung der differentiellen Fließspannungen je Hauptspannungsrichtung parallel zur hydrostatischen Achse verschoben ist (Abbildung 5-36).

**Abbildung 5-36:** Fließfläche des generalisierten HILL-Kriteriums

Spannungszustände, die innerhalb des durch die Fließfläche begrenzten Raumes liegen, kennzeichnen elastisches Materialverhalten. Erfüllt eine Spannungsinteraktion hingegen die Fließbedingung, d. h., liegt sie auf der Fließfläche, so plastiziert das Material. Bei fortschreitendem Fließen beschreibt die Verfestigungsvorschrift die Veränderung der Fließfläche. In der Materialoption ANISO kann eine bilinear isotrope Verfestigung für jede Spannungsart in jeder Hauptspannungsrichtung einbezogen werden. Damit wird eine Vergrößerung der Fließfläche ermöglicht. Nichtlineare Spannungserhöhungen sind in den Verfestigungsvorschriften nicht implementiert. Entfestigungen und Spannungsdegradationen können nicht berücksichtigt werden.

Zur Beschreibung des plastischen Materialverhaltens des Holzes werden insgesamt 18 Materialkonstanten festgelegt (Tabelle 5-5). Dies sind für jede der drei Hauptspannungsrichtungen differente Zug-, Druck- und Scherfestigkeiten, sowie die zu jeder bilinearen Arbeitslinie gehörenden Tangentenmoduln. Die Wahl der Festigkeiten erfolgt anhand der Angaben in [Halász, Scheer 1996] bzw. [DIN1052:2004], die Tangentenmoduln sind [Kästner 2007] entnommen.

Druck- und Scherfestigkeiten werden, entsprechend der in den gemessenen Kraft-Verschiebungskurven erkennbaren Plastizierungen, in den einzelnen Simulationen angepasst. Zur Stabilisierung der numerischen Berechnungen wird die Querkzugfestigkeit unrealistisch hoch angesetzt. Da im Kraftübertragungsbereich kein Querkzugproblem vorliegt, ist diese Vorgehensweise zulässig.



**Tabelle 5-5:** Verwendete Materialfestigkeiten und Tangentenmoduln [N/mm<sup>2</sup>] für Holz im Materialmodell ANISO

Achsrichtung	Longitudinal (x)	Radial (y)	Tangential (z)
Zugfestigkeit	60	6,5	berechnet
Zugehöriger Tangentenmodul	0	0,01	berechnet
Druckfestigkeit	30	6,8	berechnet
Zugehöriger Tangentenmodul	0	11,2	berechnet
Ebene	LR (xy)	RT (yz)	LT (xz)
Scherfestigkeit	6	6	6
Zugehöriger Tangentenmodul	0,01	0,01	0,01

Die Fließgrenzspannungen für Zug und Druck sind keine vollständig unabhängigen Größen. Als notwendige Voraussetzung für die Beschreibung einer geschlossenen Fließfläche müssen die Festigkeiten und Tangentenmoduln Konsistenzbedingungen genügen. Da unter Ansatz realistischer Holzfestigkeiten die Fließfläche oft nicht geschlossen ist, werden für die in der vorliegenden Simulation unbedeutende tangentiale Richtung die Festigkeiten und Tangentenmoduln aus den Konsistenzbedingungen berechnet.

Im Folgenden wird die funktionale Abhängigkeit der tangentialen Druck- und Zugfestigkeiten von der Konsistenzbedingung hergeleitet (vgl. [ANSYS 2007] und [Grosse 2005]).

Das in ANSYS implementierte generalisierte HILL-Fließkriterium lautet:

$$3F = \{\sigma\}^T [M] \{\sigma\} - \{\sigma\}^T \{L\} - K = 0 \quad (5-4)$$

Darin ist  $\{\sigma\}$  der Spannungsvektor und  $K$  eine frei wählbare Vergleichsfestigkeit. Die Matrix  $M$  beinhaltet die differentiellen Fließspannungen, wobei für die Elemente der Hauptdiagonalen gilt:

$$M_{jj} = \frac{K}{f_{j,t} \cdot f_{j,c}} \quad \text{für } j = 1 \text{ bis } 3 \quad (5-5)$$

$$M_{jj} = \frac{K}{f_j^2} \quad \text{für } j = 4 \text{ bis } 6 \quad (5-6)$$

Mit Hilfe des Vektors  $\{L\}$  wird die Verschiebung der Fließfläche parallel zur hydrostatischen Achse realisiert:

$$\{L\} = [L_1 \quad L_2 \quad L_3 \quad 0 \quad 0 \quad 0]^T \quad (5-7)$$

$$\text{mit} \quad L_j = M_{jj} \cdot (f_{j,t} - f_{j,c}) \quad \text{für } j = 1 \text{ bis } 3 \quad (5-8)$$

Die Forderung nach plastischer Inkompressibilität wird erfüllt, wenn gilt:

$$L_1 + L_2 + L_3 = 0 \quad (5-9)$$

Unter Ansatz von  $K=1$  und Einsetzen von (5-5) und (5-8) in (5-9) folgt:

$$\frac{f_{x,t} - f_{x,c}}{f_{x,t} \cdot f_{x,c}} + \frac{f_{y,t} - f_{y,c}}{f_{y,t} \cdot f_{y,c}} + \frac{f_{z,t} - f_{z,c}}{f_{z,t} \cdot f_{z,c}} = 0 \quad (5-10)$$

Damit bestimmt sich die Druckfestigkeit in tangentialer Richtung in Abhängigkeit von den anderen Festigkeitsparametern zu:



$$f_{z,c} = \frac{f_{z,t}}{1 - (L_1 + L_2) \cdot f_{z,t}} \quad (5-11)$$

Die im Querschnitt elliptische Zylinderfließfläche ist genau dann geschlossen, wenn die ersten drei Hauptdiagonalkomponenten der Matrix  $M$  folgende Konsistenzbedingung erfüllen:

$$M_{11}^2 + M_{22}^2 + M_{33}^2 - 2 \cdot (M_{11} \cdot M_{22} + M_{22} \cdot M_{33} + M_{11} \cdot M_{33}) \leq 0 \quad (5-12)$$

Unter Berücksichtigung von (5-5) in (5-12) und Umstellung der Konsistenzbedingung resultieren folgende Grenzwerte für die Druckfestigkeit in tangentialer Richtung:

$$f_{z,c,min} = \frac{K}{f_{z,t} \cdot (M_{11} + M_{22} + 2 \cdot \sqrt{M_{11} + M_{22}})} \quad (5-13)$$

$$f_{z,c,max} = \frac{K}{f_{z,t} \cdot (M_{11} + M_{22} - 2 \cdot \sqrt{M_{11} + M_{22}})} \quad (5-14)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (5-11) in die Grenzwertbetrachtungen (5-13) und (5-14) ergeben sich die Bestimmungsgleichungen für die tangentiale Zugfestigkeit:

$$f_{z,t,min} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{L^*}{M^+} + \sqrt{\left(\frac{L^*}{2 \cdot M^+}\right)^2 + \frac{K}{M^+}} \quad (5-15)$$

$$f_{z,t,max} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{L^*}{M^-} + \sqrt{\left(\frac{L^*}{2 \cdot M^-}\right)^2 + \frac{K}{M^-}} \quad (5-16)$$

Darin sind:

$$L^* = L_1 + L_2 \quad (5-17)$$

$$M^+ = \left[ M_{11} + M_{22} + 2 \cdot \sqrt{M_{11} \cdot M_{22}} \right] \quad (5-18)$$

$$M^- = \left[ M_{11} + M_{22} - 2 \cdot \sqrt{M_{11} \cdot M_{22}} \right] \quad (5-19)$$

Die Zugfestigkeit ist innerhalb der Grenzen  $f_{z,t,min}$  und  $f_{z,t,max}$  frei wählbar, die zugehörige Druckfestigkeit resultiert aus Gleichung (5-11).

Für den Beton wird vereinfacht eine bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung mit Begrenzung der Spannungen auf die Betondruckfestigkeit berücksichtigt. Diese Vorgehensweise ist zulässig, da die Zugspannungen durch die eingelegte, jedoch in der Simulation nicht abgebildete Bewehrung aufgenommen werden. Die aus der Kalibrierung an der gemessenen Last-Verformungskurve bestimmte Fließspannung ist geringer als die Festigkeit der Materialprüfung. Differenzen in den Druckfestigkeiten der Prüfwürfel und der Probekörper im Bauteilversuch können z. B. aus einer örtlich schlechteren Verdichtung im Lasteinleitungsbereich der Scherkörper resultieren.

Für die Stahlplatte wird eine bilineare Arbeitslinie berücksichtigt. Die Materialbeschreibung der Kopfbolzendübel basiert auf einer multilinear Spannungs-Dehnungsbeziehung, welche die Materialkennwerte nach [DIN EN ISO 13918:1998] einschließt (Abbildung 5-37).

Zwischen den Querschnittsteilen Holz und Beton sowie zwischen dem Verbundelement und den angrenzenden Materialien sind Flächenkontakt-Beziehungen formuliert. In Abhängigkeit von der Definition der Kontaktparameter werden Druckkräfte orthogonal und Schubkräfte parallel zur Kontaktebene übertragen. Orthogonal zur Kontaktebene wirkende Zugbeanspruchungen bedingen ein Öffnen der Kontaktfuge. In dem verwendeten Modell werden für die verschiedenen Materialkontakte differente Reibungsbeiwerte von 0,4 bis 0,45 berücksichtigt. Die in der Kontaktdefinition

angesetzten Normalsteifigkeiten von 0,28 bis 0,7 resultieren aus einer Kalibrierung an den in den Bauteilversuchen bestimmten Gesamtsteifigkeiten im linear-elastischen Bereich.

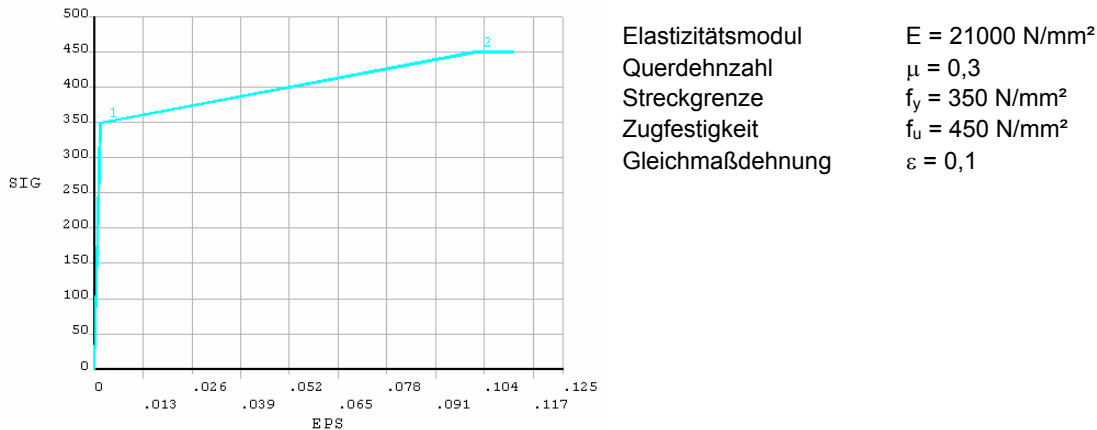


Abbildung 5-37: Multilineare Arbeitslinie der Kopfbolzendübel

Die Lastaufbringung erfolgt weggesteuert bis zu einer maximalen Verschiebung von 3 mm (V1/V2) bzw. 4 mm (V3/V4 und V5/V6). Die Lagerungsbedingungen entsprechen den im Versuchsendstadium vorhandenen vertikalen und horizontalen Verschiebungsbehinderungen am Betonfuß.

Da die Versuchsergebnisse der Serien V7-V11 aufgrund der Passungenauigkeiten stark streuten, werden diese Versuche in den Simulationen nicht berücksichtigt.

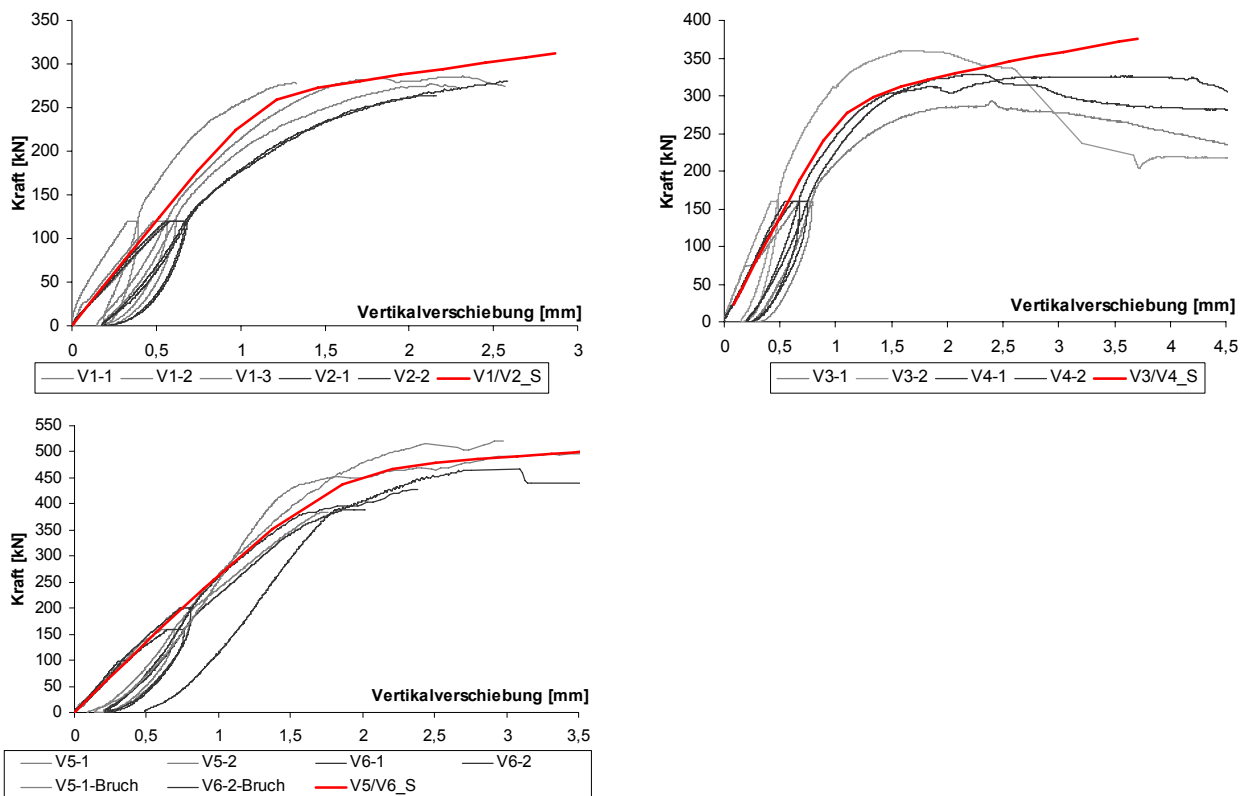


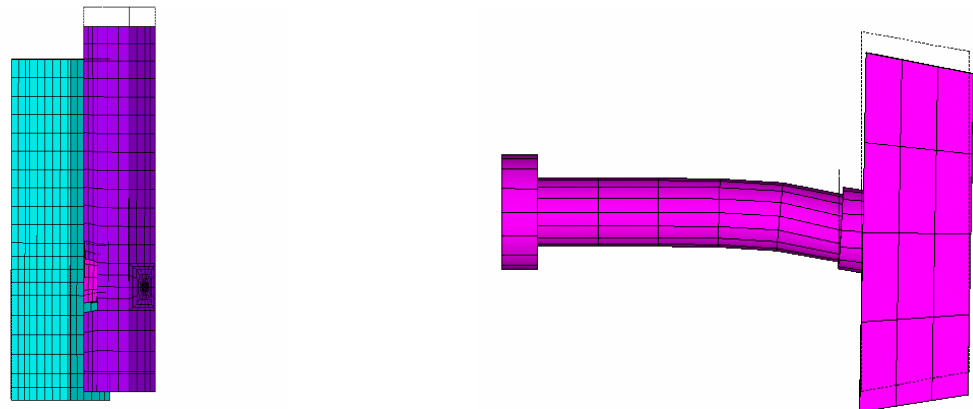
Abbildung 5-38: Kraft-Verschiebungskurven der Scherversuche mit Dübelleisten und Simulationen

Infolge der detaillierten Kontaktmodellierung im Bereich der Kopfbolzendübel ergibt sich eine hohe Nichtlinearität der Simulationen mit hohem Speicherplatz- und Rechenzeitbedarf. Zur Minimierung von Konvergenzproblemen und zur Reduktion der Rechenzeit werden über einen Teil der Bolzenlänge die Kontaktdefinitionen zwischen Kopfbolzendübel und Beton durch Kopplung der Knotenverschiebungen substituiert.

Lediglich im Bereich des Schweißwulstes und im angrenzenden Bolzenelement sind die Flächenkontakte wirksam. Unter Berücksichtigung des veränderten Deformationsverhaltens der Kopfbolzendübel bei hoher Betonqualität ist diese Vorgehensweise zulässig und sinnvoll (vgl. Abschnitt 5.3.3).

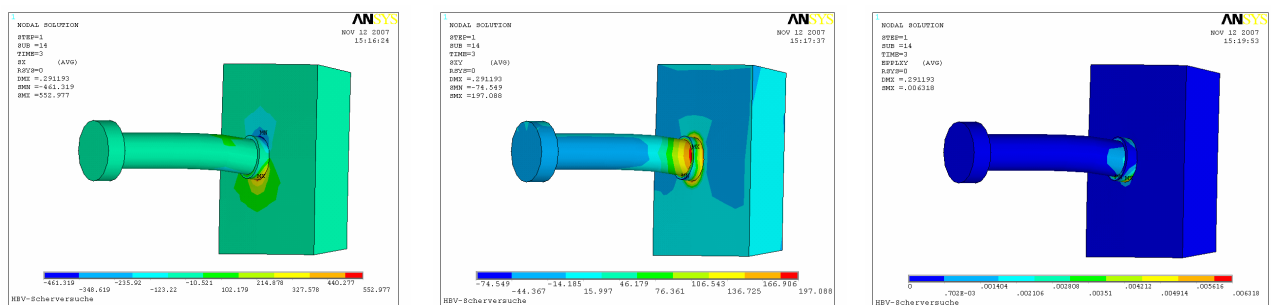
Mit Hilfe der beschriebenen Modelle werden die Versuchsserien V1/V2, V3/V4 und V5/V6 nachgerechnet (Abbildung 5-38). Durch geeignete Wahl der Kontaktsteifigkeiten lassen sich sehr gute Übereinstimmungen zwischen den gemessenen und berechneten Last-Verschiebungskurven im linear-elastischen Bereich erzielen. Der Übergang zum nichtlinearen Bauteilverhalten kann durch Variation der Materialfestigkeiten angepasst werden. Da die verwendeten Materialmodelle keine Entfestigungen beinhalten, sind die Simulationen des Bauteilbruchs bzw. abfallender Kurven (V3) nicht möglich.

Abbildung 5-39 zeigt die Verformungsfigur des Gesamtsystems und die Deformation des Stahleinbauteiles. Durch die Knotenkopplung wird die in hochfestem Beton typische Dominanz der Schubbeanspruchung des Dübels erreicht.



**Abbildung 5-39:** Systemdeformation und Deformation des Kopfbolzendübels

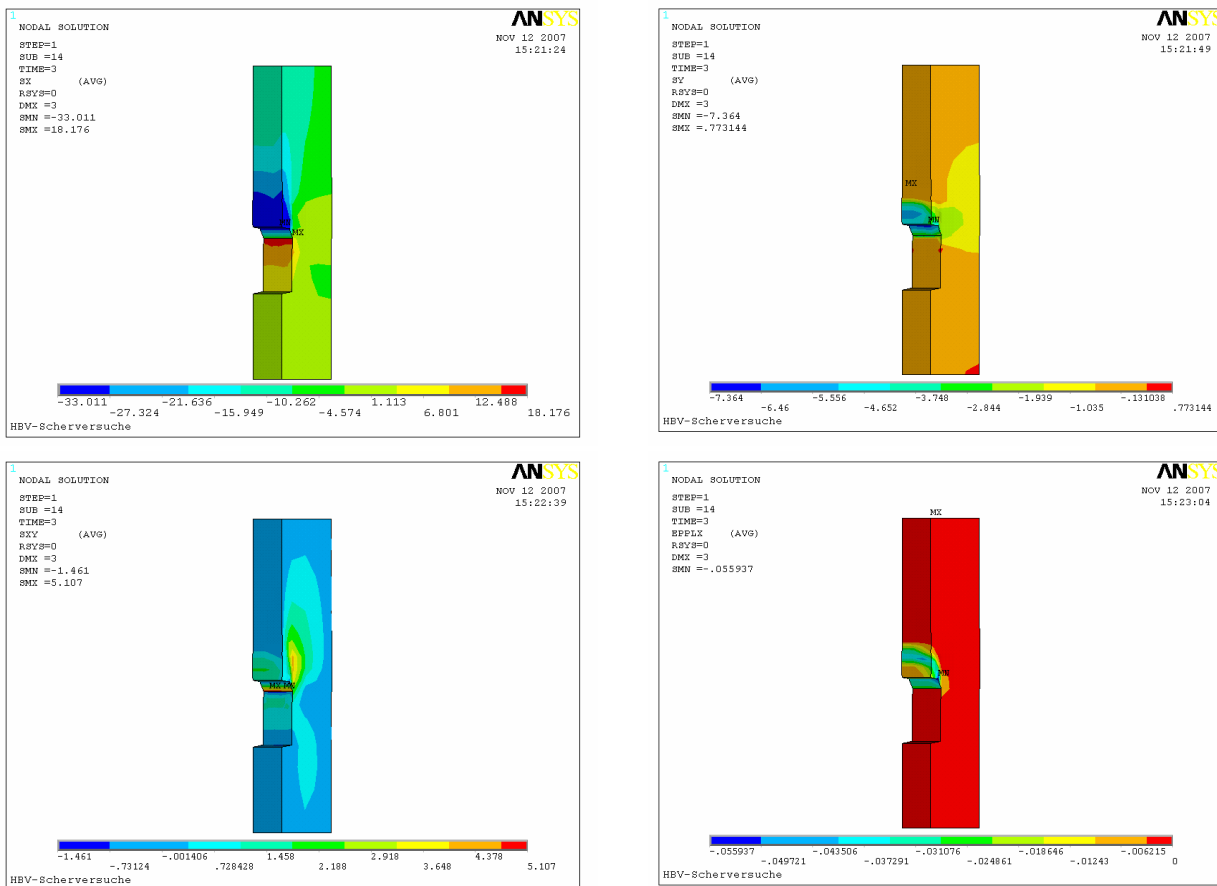
Infolge der hohen singulären Beanspruchungen treten in der Simulation plastische Schubdehnungen am Bolzenfuß und am Schweißwulst auf (Abbildung 5-40). Solche Plastizierungen waren an den freigelegten Bolzen der Scherkörper mit bloßem Auge nicht erkennbar, genaue Dehnungsmessungen wurden nicht durchgeführt. Die Simulationsergebnisse bestätigen die rechnerischen Voruntersuchungen, die ein Abscheren der Kopfbolzendübel prognostizierten.



**Abbildung 5-40:** Querdruckspannungen (sx), Scherspannungen (sxy) und plastische Schubdehnungen (epplx) im Schweißwulst und Dübelfuß in der Simulation der Scherversuche

Die Spannungsverteilung im Holzquerschnitt ist in Abbildung 5-41 ausgewertet. Deutlich zu erkennen sind die Längsdruckspannungen an der Kervenflanke, welche zur Ausbildung der im Versuch beobachteten plastischen Longitudinalstauchungen führen. Weiterhin zeigt sich, dass der Vorholzbereich in Querrichtung überdrückt ist, Zugspannungen quer zur Faser treten in diesem Bereich nicht auf. Die Verteilung der Schubbeanspruchung zeigt die bekannten Spannungsspitzen im Kervengrund. Aus der Begrenzung der Schubfestigkeiten resultieren plastische Schubdehnungen, die das Vorholzabscheren initiieren. Die Spannungs- und Dehnungsverteilung ist durch die Materialfestigkeiten, aber auch durch die Kontaktsteifigkeiten determiniert.

Eine Erhöhung der Kontaktsteifigkeiten zwischen Holz und Beton bewirkt z. B. eine stärkere Überdrückung des Vorholzbereiches und beeinflusst damit die Spannungsverteilung quer zur Faser entscheidend.



**Abbildung 5-41:** Normalspannungen im Holz parallel (sx) und senkrecht (sy) zur Faser, Schubspannungen (sxy) und plastische Longitudinalstauchungen (epplx) in der Simulation der Scherversuche

Insgesamt sind im Modell 32 Materialparameter, 6 Kontaktsteifigkeiten und 3 Reibbeiwerte definiert. Die Materialfestigkeiten können entsprechend ihrer stochastischen Verteilung, die Fugensteifigkeiten entsprechend physikalischer Gesetzmäßigkeiten in gewissen Grenzen variieren. Daraus resultiert eine Vielzahl möglicher Steifigkeitskombinationen. Mit den im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Simulationen sind die Bauteilversuche verifizierbar. Um statistisch gesicherte Erkenntnisse zum Verschiebungsmodul und zur Bruchlast des Verbundmittels unter definierten Geometrie- und Materialvorgaben ableiten zu können, sind weiterführende rechnerische Untersuchung, die die Varianz der Material- und Kontaktsteifigkeiten z. B. im Rahmen einer Monte-Carlo-Simulation berücksichtigen, angeraten.

## 5.4 Zusammenfassung und Wertung

Im vorangegangenen Abschnitt wurden umfangreiche Scherversuche an Verbundelementen vorgestellt. Erstmals erfolgten systematische Versuche, die sowohl die Untersuchung des Kurzzeittragverhaltens, als auch des Verhaltens unter Langzeitbelastung und dynamischer Beanspruchung beinhalteten. Da bisher keine Vorschriften für die experimentelle Ermittlung des Tragverhaltens unter Ermüdungsbeanspruchung vorliegen, wurde ein geeignetes Versuchsprogramm entwickelt.

Aus den Versuchsergebnissen der systematischen Scherversuche lässt sich ableiten, dass die untersuchten Verbundelemente Kerve, Dübelleiste und X-Verbinder für den Einsatz im Brückenbau prinzipiell geeignet sind. Sie erfüllen die in den Parameterstudien aufgestellten Steifigkeitsanforde-

rungen, zeigen keine ausgeprägte Kriechneigung und reagieren unempfindlich auf dynamische Beanspruchungen. Da die erreichten Versuchstraglasten, determiniert durch die getesteten Geometrie- und Materialkonfigurationen, den Anforderungen der Parameterstudie nicht genügten, wurden weitere Versuchsserien durchgeführt.

An dem aus baupraktischer Sicht besonders geeigneten Verbundelement Dübelleiste erfolgten Kurzzeitscherversuche mit wesentlich größerer Probekörperanzahl und unter Variation geometrischer Parameter.

In Auswertung der durchgeführten Kurzzeitscherversuche kann eingeschätzt werden, dass das Verbundelement Dübelleiste für den Einsatz im Holz-Beton-Verbundbrückenbau sehr gut geeignet ist. Die in der Parameterstudie formulierten Mindeststeifigkeitsanforderungen für den Straßenbrückenbau wurden von allen untersuchten Probekörpern erfüllt. Ab einer Vorholzlänge von 50 cm und einer Kervertiefe von 3 cm wurden auch die erforderlichen Bruchlasten erreicht (Serie V5-V11). Die Varianz der ermittelten Verschiebungsmoduln verdeutlichte eine direkte Abhängigkeit der Verbundelementsteifigkeit von der Passgenauigkeit des Formschlusses zwischen Stahl und Holz.

In den Versuchen konnte das duktile Potential des Verbundelementes Dübelleiste nur anteilig aktiviert werden. Das Duktilitätskriterium nach [DIN EN 1994-1-1:2006] wurde nur in Ausnahmefällen erfüllt. Die Versuche zeigten, dass das Tragverhalten des Verbundelementes Dübelleiste prinzipiell den bekannten Versagensmechanismen des Stahlverbundbaues (Kopfbolzendübel im Beton) und des Holzbaues (Versatzprinzip) folgt. Diskrepanzen zwischen den rechnerisch prognostizierten und den im Versuch erreichten Traglasten begründeten die Notwendigkeit vertiefender Untersuchungen zur Interaktion der beiden Mechanismen.

Die Holzqualität zeigte keinen erkennbaren Einfluss auf die Steifigkeiten und Traglasten, wobei letztere durch das Vorholzabscheren begrenzt wurden und damit ohnehin unabhängig von der Holzgüteklasse waren. Die Betonqualität beeinflusste die Tragfähigkeit der Dübelleisten erheblich, da die Betonfestigkeit in der unmittelbaren Umgebung des Kopfbolzendübels dessen Tragfähigkeit wesentlich determiniert.

Mit Hilfe einer dreidimensionalen FE-Simulation wurden die Scherversuche rechnerisch analysiert. Die dabei verwendeten Materialmodelle beinhalteten einfache bi- bzw. multilineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Beton und die Dübelleiste sowie eine komplexe dreidimensional-anisotrope Formulierung für den Holzquerschnitt. Die in den Versuchen aufgezeichneten Last-Verformungskurven konnten mit hoher Genauigkeit simuliert werden. Durch gezielte Begrenzung der Fließspannungen waren die im Versuch beobachteten Versagensmodi rechnerisch anhand der Entwicklung plastischer Dehnungen verifizierbar. Statistische gesicherte Kennwerte zum Verschiebungsmodul und zur Traglast der Dübelleiste sollten in weiterführenden Simulationen unter Berücksichtigung der stochastischen Verteilung der Materialsteifigkeiten bestimmt werden.

Um das Gesamttrag- und Verformungsverhalten von Biegeträgern mit dem Verbundelement Dübelleiste realistisch beurteilen zu können, werden im folgenden Abschnitt 6 weiterführende Biegeversuche vorgestellt. Dabei kommt das Schubverbundelement der Serien V5/V6 zum Einsatz. Es erzielte ausreichend hohe Steifigkeiten und Traglasten in den Scherversuchen. Im Vergleich zu den Stahleinbauteilen mit zusätzlicher Schubknagge (Serien V7-V11) ist es einfacher und preisgünstiger herstellbar.



## 6 Experimentelle Untersuchungen an Biegeträgern

### 6.1 Einführung

Im vorangegangenen Abschnitt 5 wurden experimentelle Untersuchungen mit dem Verbundelement Dübelleiste im Scherversuch vorgestellt. Zur Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Dübelleisten im realen Tragwerk reichen die Erkenntnisse aus den Scherversuchen nicht aus. Die Belastung durch den Aufbeton, daraus resultierende Reibungseffekte sowie Überlagerungen hintereinander angeordneter Verbundelemente werden im Scherversuch gar nicht bzw. nicht realistisch erfasst. Aus diesem Grund sind experimentelle Untersuchungen an Biegeträgern notwendig. Die im Folgenden vorgestellten Biegeversuche an großformatigen Hybridträgern dienen der Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens, sowie der Versagenslasten und Versagensmechanismen in realer Einbausituation.

### 6.2 Geometrie und Material der Versuchskörper

Die Versuchskörper für die Biegeversuche wiesen in Anlehnung an die Querschnittsgeometrie im realen Bauwerk einen einteiligen T-Querschnitt auf. Da praxisrelevante Abmessungen für Brückentragwerke sowohl bezüglich der Geometrie (Trägerlängen ab 10 m, Elementbreiten ab 4,50m), als auch hinsichtlich der notwendigen Belastungseinrichtung die Kapazitäten der vorhandenen Versuchstechnik überschreiten, wurden die Versuchskörperabmessungen in Relation zum realen Brückentragwerk maßstäblich verkleinert.

Die Querschnittsdimensionierung der Biegeträger erfolgte mit dem Ziel, die Steifigkeiten der Teilquerschnitte und Verbundelemente so aufeinander abzustimmen, dass der Verbundquerschnitt eine hohe Tragfähigkeit mit duktilem Versagensmechanismus aufweist. Duktilen Versagen kann ausschließlich durch eine Kombination aus Fließgelenkbildung im Bereich der Kopfbolzendübel und longitudinaler Kompression des Vorholzes erreicht werden. Das Versagen des Betonquerschnittes auf Druck sowie ein Spröbruch des Holzes infolge Biegezug- bzw. Schubversagens sollten durch gezielte Querschnittsdimensionierung verhindert werden. Die in Abbildung 6-1 angegebenen Querschnittswerte der Biegeträger resultieren aus umfangreichen rechnerischen Voruntersuchungen unter Berücksichtigung dieser Zieldefinition.

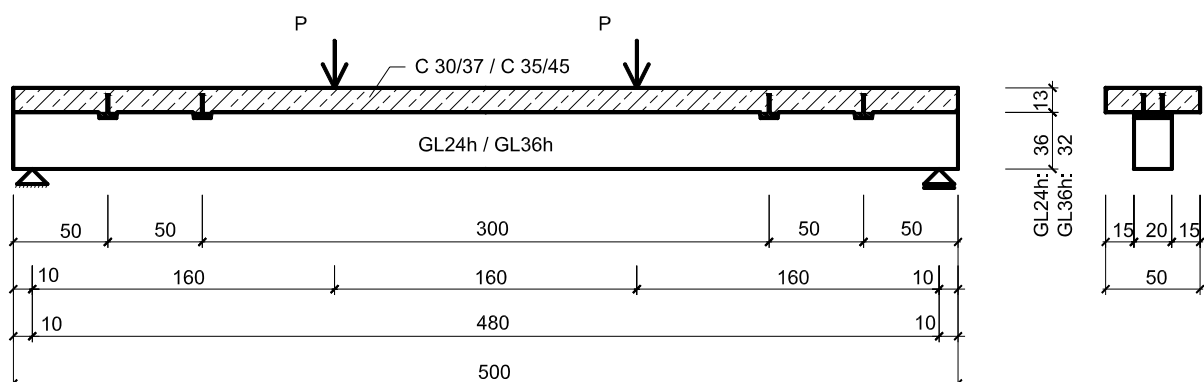


Abbildung 6-1: Geometrie der Biegeversuche

Die Materialwahl der Biegeversuche erfolgte in Übereinstimmung mit den Scherversuchen im konstruktiv sinnvollen und praxisrelevanten Bereich, so dass ein direkter Bezug zwischen beiden Versuchsreihen herstellbar ist.

Für die 13 cm dicken Betonplatten, welche inklusive der Stahleinbauteile vorgefertigt wurden, waren die Betongüten C30/37 und C35/45 vorgesehen. Die Materialprüfung der Betonqualitäten

ergab wie bereits bei den Scherversuchen deutlich höhere Druckfestigkeiten. Beide Betonchargen erreichten mit  $63 \text{ N/mm}^2$  (C30/37) bzw.  $68 \text{ N/mm}^2$  (C35/45) die Zylinderdruckfestigkeiten eines C60/75 nach [DIN 1045-1:2001]. Im Gegensatz dazu lagen die Elastizitätsmoduln mit ca.  $30400 \text{ N/mm}^2$  lediglich im Bereich eines C25/30 nach Norm. Die Betonplatten waren allseitig bewehrt mit  $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$  Betonstahl BSt 500S.

Die Hauptträger bestanden aus Brettschichtholz der Güteklassen GL24h und GL36h. Die bessere Qualität wurde mit geringerer Höhe ausgeführt, da deren Biegezugtragfähigkeit höher ist und etwa gleiche Versagenslasten erzielt werden sollten. Vor Herstellung der Verbundträger erfolgte eine Bestimmung der globalen und lokalen Biegeelastizitätsmoduln der rohen Holzträger nach [DIN EN 408:2004]. Die lokalen Biegeelastizitätsmoduln erreichten mit  $1345 \text{ kN/m}^2$  um 16% (GL24h) bzw. mit  $1524 \text{ kN/m}^2$  um 4% (GL36h) höhere Mittelwerte als in der Holzbaunorm [DIN 1052:2004] angegeben. Nach Beendigung der Versuche wurden von jedem Träger Proben zur Ermittlung der Rohdichten und Holzfeuchten genommen. Sämtliche Materialkenndaten der Brettschichthölzer sind in der Anlage C, Tabelle C-8 dokumentiert.

Als Verbundelemente kamen die in den Scherversuchen verwendeten Dübelleisten der Serien V5/V6, bestehend aus einer 3 cm dicken Stahlplatte mit betonseitig aufgeschweißten Kopfbolzendübeln SD dx100 - S235J2G3+C450, zum Einsatz. Der Durchmesser d der Kopfbolzendübel variierte zwischen 16 und 19 mm. Die Stahlplatten wurden in holzseitig passgenau geschnittene Kerven eingesetzt. Fugenklaffungen größer 1 mm in der Kraftübertragungsflanke, die aufgrund größerer Geometrieabweichungen der Stahlplatten partiell unvermeidbar waren, wurden mit einem PCI-Mörtel gefüllt. Zwischen der Unterseite der Stahlplatten und den horizontalen Kervengrundflächen verblieb eine Fuge von ca. 5 mm, um eine vollständige Auflagerung der Fertigteilplatten auf der Holzoberseite zu gewährleisten. Analog zu den Scherversuchen erhielten die Kerven und Druckübertragungsflanken der Stahlplatten eine Neigung von  $10^\circ$  gegen die Vertikale. Die Abhebesicherung der Betonplatte von dem Holzträger erfolgte über Gewindestäbe, welche an den Holzaußenseiten mittig zu den Dübelleisten angeordnet waren.

Insgesamt wurden zehn Verbundträger getestet. Tabelle 6-1 stellt die verschiedenen Kombinationen der Materialqualitäten der einzelnen Träger dar.

**Tabelle 6-1:** Materialkombinationen der Biegeversuche

Bezeichnung	Anzahl	Holz	Beton	Ø Kopfbolzendübel [mm]
B1	3	GL24h	C30/37	16
B2	1	GL36h	C30/37	16
	2			19
B3	2	GL24h	C35/45	16
B4	2	GL36h	C35/45	19

### 6.3 Versuchsaufbau und Lastregime

Die Durchführung der Versuche erfolgte in Anlehnung an [DIN EN 408:2004] als 4-Schneiden-Biegeversuch. Versuchsaufbau und Messequipment sind in Abbildung 6-2 sowie in der Anlage C, Abbildungen C-20 und C-21 dokumentiert.

Zur Messwerterfassung kamen induktive Wegaufnehmer (IWT, A, V, U) und Dehnmessstreifen (DMS) zum Einsatz. Während der Versuche wurden die Durchbiegungen in Trägermitte (IWT9/19) und im Bereich der Lasteinleitungspunkte (IWT8/18, IWT10/20) sowie die Auflagerverschiebungen (A29-A32) aufgezeichnet. Die horizontale Verschiebungsdifferenz zwischen Holz und Beton wurde an den Stirnseiten (V1/11) und an jedem Verbundelement bestimmt (V2/5, V3/6, V12/15 und V13/16). Zusätzlich erfolgte die Aufzeichnung des Schlupfes zwischen Holz und Verbundelement (V21-V28), so dass auch die Verschiebungsdifferenz zwischen Beton und Verbundelement rechnerisch ermittelt werden konnte.

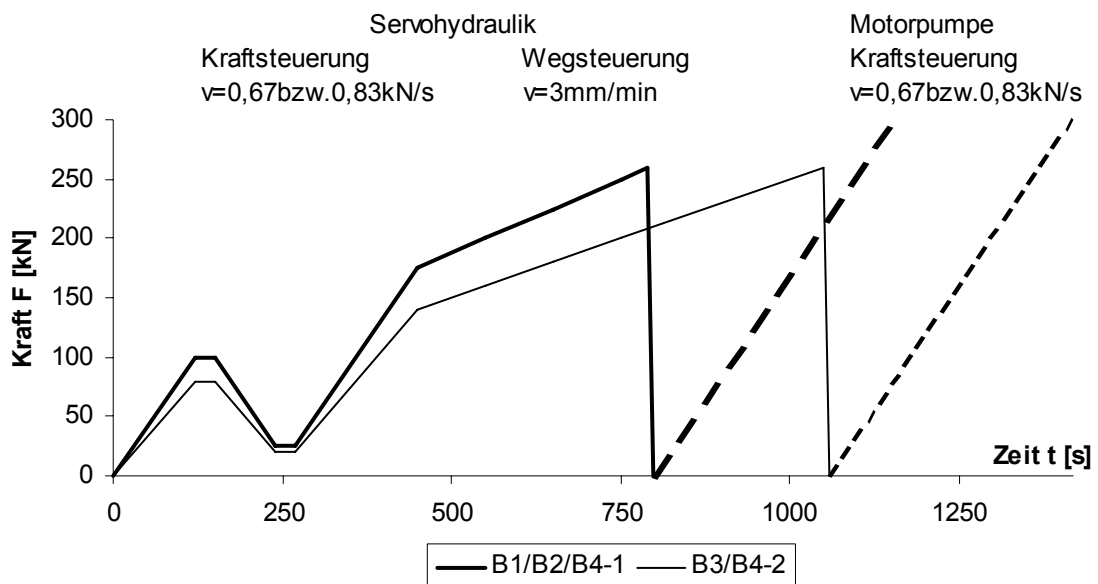


Mit Ausnahme der Stirnseitenverschiebung wurden sämtliche Verformungen jeweils an der Vorder- und Rückseite des Balkens gemessen. Das arithmetische Mittel der korrespondierenden Werte ging in die Versuchsauswertung ein. Mit Hilfe kleiner Kraftmessdosen (KMD3-6), welche an den zur Abhebesicherung seitlich angeordneten Gewindestangen angebracht waren, erfolgte an einer Trägerhälfte die Aufzeichnung der abhebenden Kräfte im Bereich der Dübelleisten. Zu Kontrollzwecken wurden zwischen den Verbundelementen zusätzlich vertikale Wegaufnehmer (U4/7, U14/17) angebracht. Dehnmessstreifen an den Ober- und Unterseiten der Teilquerschnitte zeichneten die Dehnungsverteilung über den höchstbeanspruchten Querschnitt in Trägermitte auf.



**Abbildung 6-2:** Versuchsaufbau der Biegeversuche mit Messequipment

Die Belastung erfolgte mit Hilfe einer servohydraulischen Anlage, wobei ein Lastpfad mit Anfangsrampe analog [DIN EN 26891:1991] verfolgt wurde (Abbildung 6-3).



**Abbildung 6-3:** Lastregime der Biegeversuche

Bis 70% der geschätzten Höchstlast wurde die Belastung kraftgesteuert und im anschließenden kritischen Versagensbereich weggesteuert aufgebracht. 80% der Versuchskörper versagten nicht bis zum Erreichen der Höchstlast der Servohydraulik.

Daher wurden diese Körper nach vollständiger Entlastung mit Hilfe einer handgesteuerten Motorpumpe bis zum Bruch belastet. Dabei war nur eine Kraftsteuerung realisierbar. Da bereits der zweite und dritte Versuchskörper (B3-1 und B4-2) deutlich höhere Bruchlasten erreichten als in den Voruntersuchungen bestimmt, wurde das Lastregime ab dem 4. Versuchskörper entsprechend [DIN EN 26861:1991] angepasst.

## 6.4 Ergebnisse der Versuche

Im Anhang C, Abbildung C-22 sind die Kraft-Verschiebungsdiagramme sämtlicher Versuche aufgeführt. Abbildung 6-4 zeigt den prinzipiellen Kurvenverlauf am Beispiel der Serie B1 im Vergleich zu den Grenzgeraden des starr verbundenen und des nicht verbundenen Querschnittes sowie des einfachen Holzbalkens. Zusätzlich ist die nach [DIN 1074:2006] zulässige Durchbiegung unter Verkehrslast eingetragen.

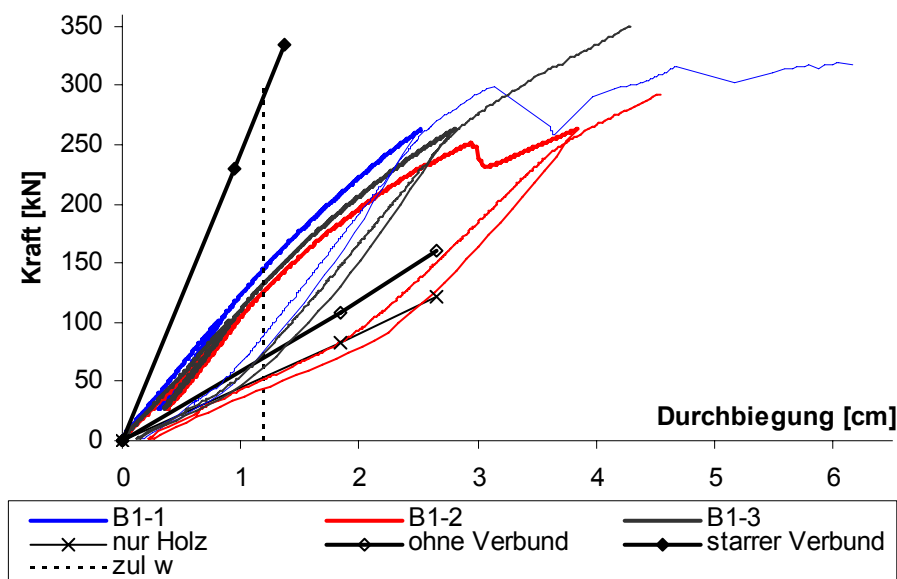


Abbildung 6-4: Kraft-Verschiebungsdiagramm

Zu Belastungsbeginn zeigten die Verbundelemente ein annähernd lineares Kraft-Verformungsverhalten. Erst ab ca. 75% der geschätzten Höchstlast nahm die Durchbiegung stärker zu. Nach Erreichen der Kapazitätsgrenze der Servohydraulik von 260 kN wurden die Probekörper vollständig entlastet, wobei die nach der Entlastung verbleibende Restverformung auf eine plastische Materialdeformation im Bereich der Krafteinleitungsbereiche der Kerven schließen lässt (vgl. Kervendetail Anlage C, Abbildung C-23). Der Anstieg der erneuten Belastungsphase verlief zunächst deutlich flacher, nahm aber ab dem Umkehrpunkt der Erstbelastung den Anstieg der ersten Phase wieder auf. Die Differenz der Flächeninhalte unter den Kurven der beiden Belastungsphasen dokumentiert die infolge mikrostruktureller Veränderungen dissipierte Energie innerhalb der ersten Phase. 70% der Probekörper versagten spröde. Bei den Versuchen B1-1, B1-2, B2-3 und B4-2 kam es zunächst zu einem Initialversagen durch Abscheren eines Vorholzes, welches an einem Lastabfall in der Kraft-Verschiebungskurve erkennbar ist. Eine weitere Laststeigerung bis zum finalen Bauteilbruch war bei allen vier Trägern möglich.

Abbildung 6-5 zeigt die Traglasten der Versuche. Tabelle C-9 des Anhanges C enthält die zugehörige statistische Auswertung. Da der Elastizitätsmodul der beiden Betonchargen in der Materialprüfung nahezu identisch war, sind im Anhang die Versuche entsprechend der Holzgüten zusammengefasst. Mit i. M. 290 kN erreichten die Hybridbalken sehr hohe Bruchlasten. Die Varianz der Traglasten liegt im Bereich der Streuung der Materialparameter des Holzes, eine Abhängigkeit der Traglast von den Materialparametern ist nicht erkennbar. Bei 90% der Probekörper trat letztendlich ein kombiniertes Versagen aus Vorholzabscheren und Biegezugbruch des Holzes ein (Anhang C,

Abbildung C-23), was auch ein Aufreißen der Betonzugzone zur Folge hatte. Da die Scherfestigkeit nicht mit steigender Holzfestigkeitsklasse zunimmt und die höherfesten Hölzer eine geringere Bauteilhöhe hatten, lag die mittlere Bruchlast der Probekörper der niedrigeren Holzfestigkeit sogar etwas höher als diejenige der Probekörper mit dem höherfesten Holz.

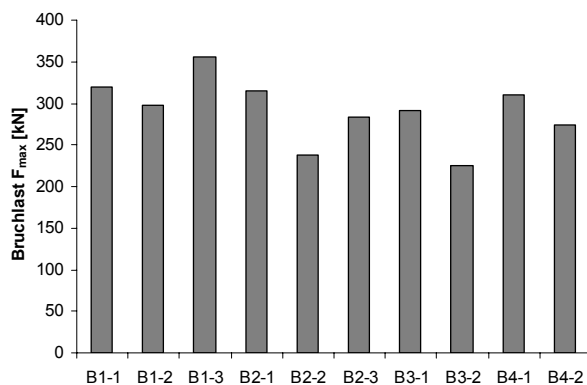


Abbildung 6-5: Bruchlasten der Kurzzeitbiegeversuche

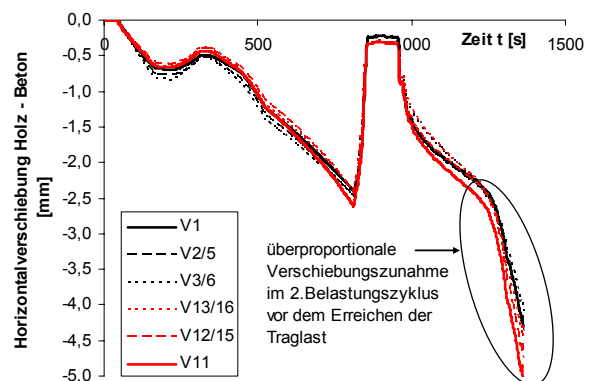


Abbildung 6-6: Verlauf der horizontalen Verschiebungen über die Zeit (B1-3)

Obwohl die Querschnittsdimensionierung der Probekörper mit dem Ziel der Fugenplastizierung vorgenommen worden war, konnten plastische Versagensmechanismen nur teilweise aktiviert werden. Longitudinalstauchungen des Holzes im Druckbereich der Kervenflanken traten bei fast allen Probekörpern auf. Zwischen Holz und Stahl wurden Verschiebungen bis maximal 5,5 mm gemessen. Abbildung 6-6 verdeutlicht das überproportionale Anwachsen der horizontalen Verschiebungen unmittelbar vor dem Erreichen der Traglast.

Die gemessenen Horizontalverschiebungen zwischen Holz und Stahl sind in Abbildung 6-7, die rechnerisch ermittelten Verschiebungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton in Abbildung 6-8 dargestellt. Die Verschiebungen zwischen Holz und Stahl repräsentieren die longitudinalen Druckstauchungen der Krafteinleitungsflanke. Deformationen der Kopfbolzendübel sind an den Verschiebungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton erkennbar.

An einigen Körpern traten, im Gegensatz zur Verbundtheorie, an den Stirnseiten etwas geringere Verschiebungen als am ersten Verbundelement ein. Dieses Phänomen ist auf lokale Steifigkeitsdefizite bzw. Passungenauigkeiten in der Kraftübertragungsflanke des äußeren Vorholzbereiches zurückzuführen, die eine stärkere Longitudinalstauchungen an diesen Stellen ermöglichten. Aufgrund von Steifigkeitsunterschieden und differenten Fugenpassungen nahmen die Verschiebungen auf den beiden Seiten einiger Probekörper ungleichmäßig zu.

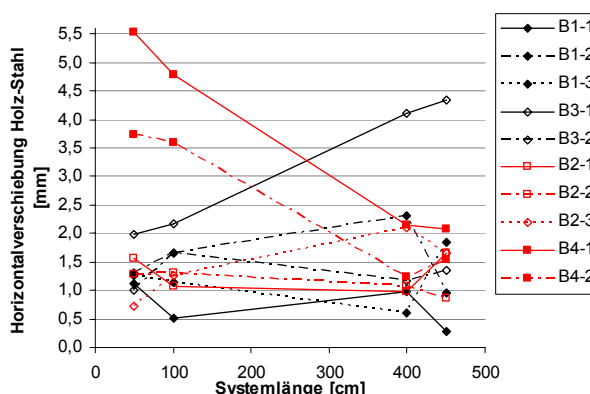


Abbildung 6-7: Verschiebungen zwischen Holz und Stahl (Bruchzustand)

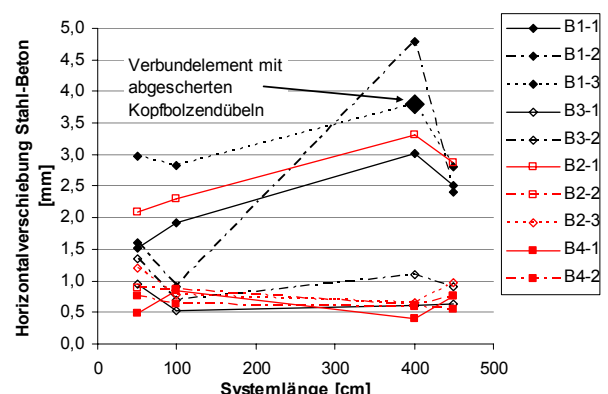


Abbildung 6-8: Verschiebungen zwischen Stahl und Beton (Bruchzustand)

Im direkten Vergleich der Kurven aus Abbildung 6-7 und Abbildung 6-8 lassen sich die Verschiebungsursachen ableiten. Die Verformungszunahme bei den Versuchskörpern mit einer Betondecke aus C35/45 (B3, B4) basierte wesentlich auf einer Longitudinalstauchung des Holzes. Horizontalverschiebungen infolge der Plastizierung der Kopfbolzendübel zeigten die Probekörper mit

Kopfbolzendübeln  $\varnothing 16\text{mm}$  im C30/37 (B1 und B2-1). Im Gegensatz dazu betrugen die Verschiebungsdifferenzen bei den Kopfbolzendübeln  $\varnothing 16\text{mm}$  im C35/45 und den Dübeln  $\varnothing 19\text{mm}$  weniger als 1,5 mm. Ein direkter Zusammenhang zwischen den gemessenen Horizontalverschiebungen und den Last-Durchbiegungskurven ist nicht nachweisbar, da die Last-Durchbiegungskurven keinen ausgeprägten plastischen Bereich aufwiesen.

Mit wachsender Belastung wurden Deformationen an den Dübelleisten sichtbar. Entsprechend der Momentenbeanspruchung aus der Exzentrizität der Schubkrafteinleitung drehte sich die Dübelleiste im Beton (Abbildung 6-9). Die Fuge zwischen Stahlplatte und Beton über der Druckkontaktflanke öffnete sich, während sich das rückseitige Flankenteil in den Beton eindrückte, was mit zunehmender Verschiebung zu einer zusätzlichen Betonschädigung führte. Das vollständige Abscheren der Kopfbolzendübel wurde nur an einem inneren Verbundelement des Körpers B1-3 erreicht.

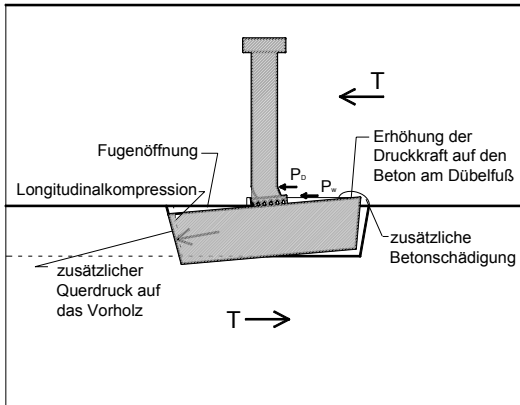


Abbildung 6-9: Verdrehung der Dübelleiste

Die vertikale Öffnung der Schubfuge zwischen Holz und Beton sowie die gemessenen abheben-den Kräfte waren marginal. Unter der maximalen Bruchlast von 350 kN (B1-3) trat lediglich eine Fugenöffnung von 1 mm ein. Die zugehörige Abhebekraft betrug 2,9 kN, wobei dieser Wert an der unteren Grenze der Messgenauigkeit der Kraftmessdosen lag. Damit bestätigen sich die Erkenntnisse aus [Michelfelder 2006], dass das Exzentrizitätsmoment aus der Schubkrafteinleitung nicht zu einem Abheben der Betonplatte führt, sondern durch die Biegesteifigkeit der Platte aufgenommen werden kann. Davon unberührt bleibt die Forderung der Holzbrückennorm [DIN 1074:2006], eine vertikale Abhebesicherung vorzusehen, da bei Brückentragwerken infolge der unterschiedlichen Temperaturexpansionskoeffizienten unterschiedliche Verformungen in den Teilquerschnitten entstehen können, die eine Öffnung der Verbundfuge hervorrufen.

Die Wirksamkeit des Verbundes in der Hybridkonstruktion zeigt sich neben der Erhöhung der Tragfähigkeit vor allem in der Steigerung der Biegesteifigkeit. Zur Quantifizierung der Verbundwirkung werden die lokalen und globalen Biegesteifigkeiten der Verbundbauteile nach [DIN EN 408:2004] mit Hilfe der Gleichungen (6-1) und (6-2) bestimmt. Die schubdeformationsfreie lokale Biegesteifigkeit  $EI_{m,l}$  ermittelt sich zu:

$$EI_{m,l} = \frac{a \cdot L_1^2 \cdot (F_{04} - F_{01})}{16 \cdot (w_{04} - w_{01})} \quad (6-1)$$

mit:

$\frac{(F_{04} - F_{01})}{(w_{04} - w_{01})}$  Anstieg der Ausgleichsgeraden in der Last-Verschiebungskurve zwischen 10 und 40% der geschätzten Bruchlast mit dem größtmöglichen Korrelationskoeffizienten mit differentieller Verformungszunahme  $w$  im Bereich von  $L_1$

$a$  Abstand der Lasteinleitung vom nächstgelegenen Auflager, hier: 160 cm

$L_1$  Abstand der Messstellen zur Durchbiegungsmessung, hier: 133,4 cm

Da die lokale Biegesteifigkeit direkt aus den lokal im mittleren Drittel der Stützweite gemessenen Deformationen resultiert, werden lediglich 28% des getesteten Volumens berücksichtigt.

In die Bestimmung der schubdeformationsbehafteten globalen Biegesteifigkeit  $EI_{m,g}$  geht hingegen das gesamte Bauteilvolumen ein:

$$EI_{m,g} = \frac{L^3 \cdot (F_{04} - F_{01})}{12 \cdot (w_{04} - w_{01})} \cdot \left[ \left( \frac{3a}{4L} \right) - \left( \frac{a}{L} \right)^3 \right] \quad (6-2)$$

mit:

$\frac{(F_{04} - F_{01})}{(w_{04} - w_{01})}$  Anstieg der Ausgleichsgeraden in der Last-Verschiebungskurve zwischen 10 und 40% der geschätzten Bruchlast mit dem größtmöglichen Korrelationskoeffizienten mit Verformungszunahme  $w$  in Bauteilmitte (Auflagereindrückung berücksichtigt)

$a$  Abstand der Lasteinleitung vom nächstgelegenen Auflager, hier: 160 cm

$L$  Stützweite, hier: 480 cm

Nach [Bogensperger, Unterwieser, Schickhofer 2006] lässt sich unter Einbeziehung der Schubverformung der folgende Zusammenhang zwischen globaler und lokaler Biegesteifigkeit herstellen:

$$\frac{23}{216} \cdot \frac{F \cdot L/6}{EI_{m,l}} \cdot L^2 + \frac{F}{6} \cdot \frac{L}{G \cdot A_{\text{shear}}} \equiv \frac{23}{216} \cdot \frac{F \cdot L/6}{EI_{m,g}} \cdot L^2 \quad (6-3)$$

Daraus ergibt sich der lokale Elastizitätsmodul  $E_l$  in direkter Abhängigkeit vom globalen Elastizitätsmodul  $E_g$  und dem Schubmodul  $G$  zu:

$$E_l = \frac{E_g}{1 - \frac{216}{23} \cdot \frac{EI_{m,g}}{G \cdot A_{\text{shear}} \cdot L^2}} \quad (6-4)$$

Bei der Durchführung der Versuche stellte sich heraus, dass Deformationen des in sich geschlossenen Belastungsrahmens in nicht zu vernachlässigender Größenordnung auftraten. Diese Rahmendeformationen wurden in der Berechnung der Biegesteifigkeiten zusätzlich zu den gemessenen Durchbiegungswerten berücksichtigt. In die Bestimmung der globalen Biegesteifigkeit geht weiterhin die transversale Holzkompression im Auflagerbereich ein. Die lokalen Biegesteifigkeiten der initialen Belastungsrampen aller Versuche sind in Abbildung 6-10 dargestellt.

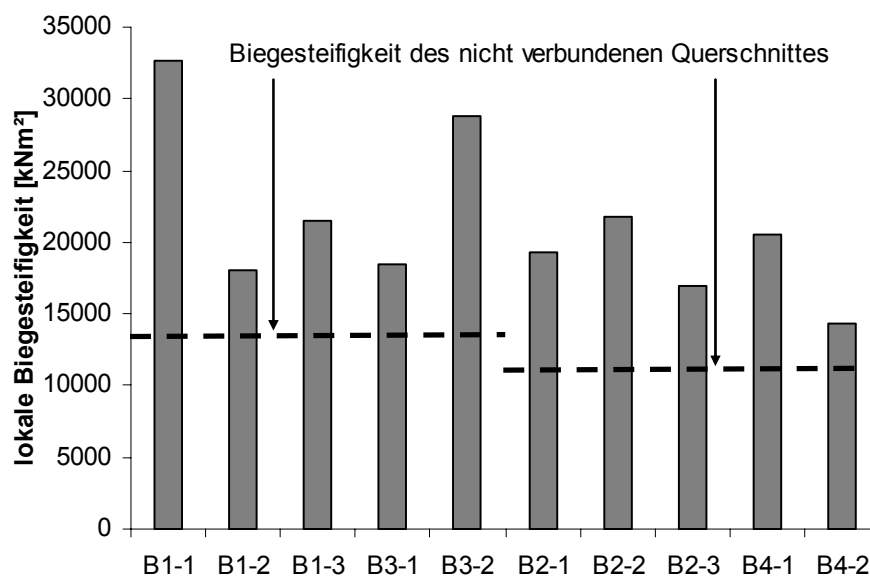


Abbildung 6-10: Lokale Biegesteifigkeiten der initialen Belastungsrampe

Eine statistische Auswertung der lokalen und globalen Biegesteifigkeiten der ersten und zweiten Belastungsphase (Servohydraulik und Motorpumpe) findet sich im Anhang C, Tabelle C-9.

Ein Vergleich der Biegesteifigkeiten der Hybridbalken mit denjenigen eines starr bzw. nicht verbundenen Teilquerschnittes gleichen Materials ist in Anlage C, Abbildung C-22 enthalten.

Eine direkte Abhängigkeit der Biegesteifigkeit von den unterschiedlichen Materialien ist nicht zu erkennen, da die Elastizitätsmoduln der verschiedenen Betonchargen nicht differierten und die Steifigkeitssteigerung der höheren Holzfestigkeit durch ein geringeres Trägheitsmoment infolge niedrigerer Elementhöhe kompensiert wurde. Die Varianz der Ergebnisse ist relativ groß. Die Ursachen hierfür liegen zum einen in der Streuung der Materialparameter der Teilquerschnitte (vgl. Streuung des Elastizitätsmoduls der rohen Brettschichtholzträger) und in Differenzen bei der Passgenauigkeit der Verbundmittel. Zum anderen tritt ein relativ großer systematischer Fehler bei der Bestimmung der bezogenen Durchbiegung für die lokale Biegesteifigkeit auf. Da die bezogene Durchbiegungsdifferenz im Zehntelmillimeterbereich liegt, wirken sich Messwertabweichungen innerhalb der Genauigkeitsklassen der zur Erfassung des Messbereiches notwendigen induktiven Wegaufnehmer von  $\pm 0,1\text{mm}$  deutlich auf die Ergebnisgenauigkeit aus. Dieser systematische Fehler führt in einigen Fällen zur mechanischen Inkonsistenz, wobei die ermittelten lokalen Steifigkeiten geringer als die globalen sind.

Die Steifigkeitserhöhung durch die Anordnung von 4 Dübelleisten im hybriden Balken beträgt im Mittel 74% im Vergleich zu einem Träger ohne Verbund der Teilquerschnitte. Die Steifigkeit des starr verbundenen Trägers gleicher Materialqualitäten wird zu etwa 44% erreicht (Tabelle 6-2).

**Tabelle 6-2:** Wirksamkeit des Verbundes im Vergleich der lokalen Biegesteifigkeiten

Probekörperserie	B1	B2	B3	B4
$B_{m,l}/B_{m,starr}$	0,44	0,44	0,48	0,39
$B_{m,l}/B_{m,ohne\ Verbund}$	1,73	1,77	1,92	1,53

Vergleichbare effektive Verbundwerte erzielte *Gutkowski* [Gutkowski 2001] bei 4-Punkt-Biegeversuchen an Verbundbalken ähnlicher Geometrien mit jeweils vier Kernen als Verbundelement pro Balken. Er bestimmte den erreichten Verbundgrad über den Vergleich der Durchbiegungen, wobei er eine Steigerung der Steifigkeit des Hybridbauteiles im Vergleich zum nicht verbundenen Träger von 67,2% feststellte.

Insgesamt kann eingeschätzt werden, dass unter Verwendung weniger punktueller Verbundelemente bereits eine deutliche Steigerung der Biegesteifigkeit im Vergleich zu einem nicht verbundenen Querschnitt erzielt werden konnte. Eine weitere Steifigkeitssteigerung ist durch Erhöhung der Anzahl der Verbundelemente möglich.

## 6.5 Rechnerische Verifikation der Biegeversuche

### 6.5.1 Modell

Um das Zusammenwirken der einzelnen Hybridkomponenten mit ihren jeweiligen Material- und Festigkeitseigenschaften detailliert beurteilen zu können, werden die Biegeversuche in einem 2D-Modell mit dem FE-Programm ANSYS simuliert. Abbildung 6-11 zeigt das unter Berücksichtigung der Symmetrie verwendete Modell der Biegeversuche.

Holz, Beton, Stahlplatte und Kopfbolzendübel werden über ebene 8-Knoten-Scheiben-Elemente PLANE82 abgebildet. Auf eine detailgetreue Modellierung der Kopfbolzendübel mit Dübelkopf und Schweißnaht wird im Unterschied zu den Scherversuchen aufgrund der Größenverhältnisse zum Gesamtmodell verzichtet. Zwischen Holz und Beton sowie Holz und Stahlplatte sind lineare Kontaktelemente zur Berücksichtigung der Fugenöffnung, Übertragung von Reibungs- und Druckkontakten sowie Spannungsumlagerungen angeordnet.

Problematisch stellt sich die Modellierung der Kraftübertragung zwischen Beton und Kopfbolzendübel in der zweidimensionalen Struktur dar. Da in den Versuchen in Übereinstimmung mit den



theoretischen Erkenntnissen bei höherfesten Betonen keine Biegung im Kopfbolzendübel erkennbar war, wird der obere Dübelbereich im FE-Modell direkt mit dem Beton verbunden und erhält eine hohe Biegesteifigkeit. Nur im Bereich des Dübelfußes werden Verschiebungen zugelassen, so dass das Abscherversagen der Dübel simuliert werden kann. Mit dieser Vereinfachung wird im Gegensatz zur Simulation der Scherversuche der Teil der direkt auf den Schweißwulst einwirkenden Druckkraft aus dem Beton in der Berechnung vernachlässigt.

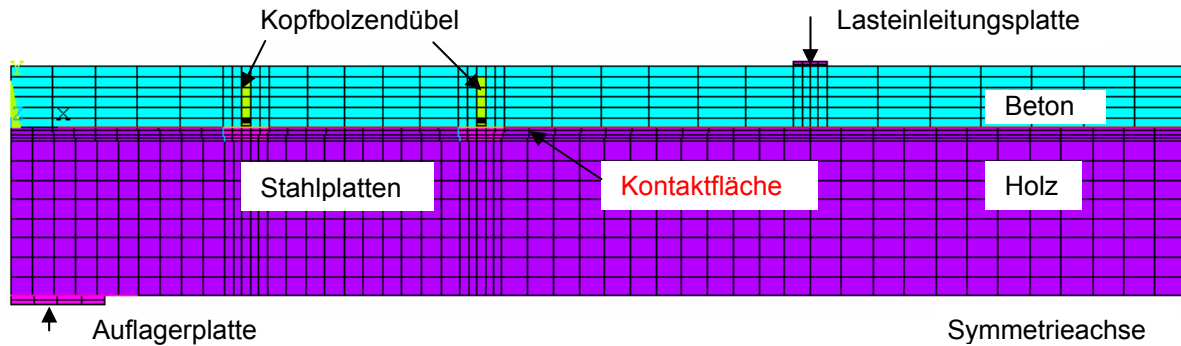


Abbildung 6-11: 2D-Modell der Biegeversuche

Geometrie- und Materialparameter im Modell entsprechen den im Versuch aufgenommenen Kenndaten. Dabei wird vorausgesetzt, dass die in den Materialprüfungen bestimmten Elastizitätsmoduln für Holz und Beton eine hinreichend genaue Beurteilung des Gesamttragverhaltens der Konstruktion zulassen. Lokale Abweichungen von der mittleren Steifigkeit durch Materialfehler und Strukturunregelmäßigkeiten, wie z. B. Schwindrisse im Beton, Äste, Fehlstellen im Holz, werden nicht berücksichtigt.

Die Materialansätze für die einzelnen Verbundkomponenten erfolgen nichtlinear. Für das Holz wird wie bei der Simulation der Scherversuche die Materialoption ANISO gewählt (vgl. Abschnitt 5.3.4). Unter Berücksichtigung der bereits bei den Scherversuchen diskutierten Einschränkungen wird eine symmetrische Steifigkeitsmatrix mit den in Tabelle 6-3 angegebenen 9 unabhängigen Elastizitätszahlen eingesetzt. Die verwendeten Matrixkomponenten resultieren aus den eigenen Versuchen ( $E_L$ ) und den Angaben in [Halász, Scheer 1996], [Neuhaus 1981] und [DIN 1052:2004].

Tabelle 6-3: Verwendete Elastizitätszahlen für Holz im Materialmodell ANISO

Richtung der Holzachse (Koordinatenachse im Modell)	Longitudinal (x)	Radial (y)	Tangential (z)
Elastizitätsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwerte $E_{m,l}$ Tab. C-2	800	450
Ebene	LR (xy)	RT (yz)	LT (xz)
Querdehnzahl	0,027	0,600	0,033
Schubmodul [N/mm <sup>2</sup> ] GL24h	720	40	720
GL36h	910		910

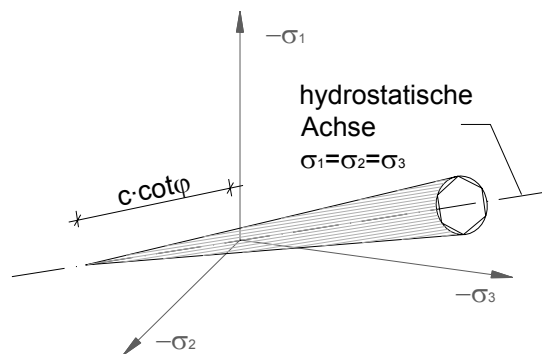
Das plastische Materialverhalten des Holzes wird mit Hilfe der in Tabelle 6-4 angegebenen Materialkonstanten beschrieben. Die Wahl der für jede Hauptspannungsrichtung unterschieden Zug-, Druck- und Scherfestigkeiten erfolgt anhand der Angaben in [Halász, Scheer 1996] bzw. [DIN1052:2004]. Die Tangentenmoduln sind [Kästner 2007] entnommen.

Im Unterschied zu der Simulation der Scherversuche wird der Beton mit einem Drucker-Prager-Fließkriterium modelliert. Dieses Kriterium stellt eine Erweiterung des VON MISES-Kriteriums dar, wobei die Fließgrenze mit wachsender Hauptspannung ansteigt. Damit beschreibt das Drucker-Prager-Kriterium im dreidimensionalen Spannungsraum geometrisch die Mantelfläche eines Kegels (Abbildung 6-12).

**Tabelle 6-4:** Verwendete Materialfestigkeiten und Tangentenmoduln [N/mm<sup>2</sup>] für Holz im Materialmodell ANISO

Achsrichtung	Longitudinal (x)	Radial (y)	Tangential (z)
Zugfestigkeit	60	4,5	berechnet
Zugehöriger Tangentenmodul	0	0,01	berechnet
Druckfestigkeit GL24h/GL36h	28/32	4,8	berechnet
Zugehöriger Tangentenmodul	0	11,2	berechnet
Ebene	LR (xy)	RT (yz)	LT (xz)
Scherfestigkeit	8	5	5
Zugehöriger Tangentenmodul	0,01	0,01	0,01

Kohäsion, Reibungswinkel und Dilatanzwinkel definieren die Fließfläche. Mit der Festlegung des Dilatanzwinkels zu Null wird im Modell eine Volumenvergrößerung beim Plastizieren ausgeschlossen, die Fließregel ist nichtassoziiert. Das Materialverhalten wird elastisch-ideal plastisch beschrieben. Es gibt keine Verfestigungsvorschrift, weshalb die Fließfläche sich mit fortschreitendem Fließen nicht ändert.

**Abbildung 6-12:** Fließfläche des Drucker-Prager-Fließkriteriums

Das Drucker-Prager-Fließkriterium genügt folgender Funktion [ANSYS 2007]:

$$F = 3\beta\sigma_m + \left[ \frac{1}{2} \{s\}^T [M] \{s\} \right]^{\frac{1}{2}} - \sigma_y = 0 \quad (6-5)$$

Darin sind:

$\{s\}$  Vektor der Deviatorspannung

$[M]$  Plastizitätsmatrix

$\sigma_m$  Hauptspannung als arithmetisches Mittel der Normalspannungen in den 3 Richtungen

$\beta$  Materialkonstante in Abhängigkeit vom Winkel der inneren Reibung  $\varphi$  (gewählt: 45°):

$$\beta = \frac{2 \cdot \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (6-6)$$

$\sigma_y$  von der Kohäsion  $c$  abhängiger Fließparameter, definiert als

$$\sigma_y = \frac{6c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (6-7)$$



Für die Stahlplatte wird eine bilineare Arbeitslinie berücksichtigt. Die Materialbeschreibung der Kopfbolzendübel basiert auf der bei der Modellierung der Scherversuche verwendeten multilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung. Für eine bessere Annäherung an die Versuchsergebnisse werden in einigen Simulationen die Streckgrenze und die Zugfestigkeit unter Ansatz der Höchstwerte ( $500 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $600 \text{ N/mm}^2$ ) angepasst.

Über die Berücksichtigung der Reibung in der Kontaktfuge und die Definition von Kontaktsteifigkeitsparametern wird die Steifigkeit der Gesamtkonstruktion entscheidend beeinflusst. Anhand der elastischen Anstiege der im Versuch aufgezeichneten Last-Verschiebungskurven erfolgt eine Kalibrierung der Normalsteifigkeit. Es wird ein Faktor von 0,3 angesetzt. Die Reibbeiwerte in den Kontaktflächen zwischen Holz und Beton bzw. Stahl werden mit 0,3 bis 0,5 berücksichtigt.

### 6.5.2 Vergleich der Last-Verformungskurven und Versagensmechanismen

Mit Hilfe des 2D-Modells werden die einzelnen Versuchsserien simuliert. Wie in den Versuchen erfolgt die Belastung weggesteuert. Abbildung 6-13 zeigt die gemessenen und simulierten Kraft-Verschiebungskurven der einzelnen Serien. Es lässt sich eine gute Übereinstimmung der Simulation und der Versuchsdaten im Bereich der elastischen und beginnenden plastischen Last-Verformungspfade feststellen. Da eine Entfestigung in den Materialmodellen nicht implementierbar ist, gelingt die Simulation des Bauteilbruchs mit dem beschriebenen Modell nicht explizit. In der Analyse auftretende plastische Dehnungen können als bruchinitiierende Risse in der Makrostruktur interpretiert werden.

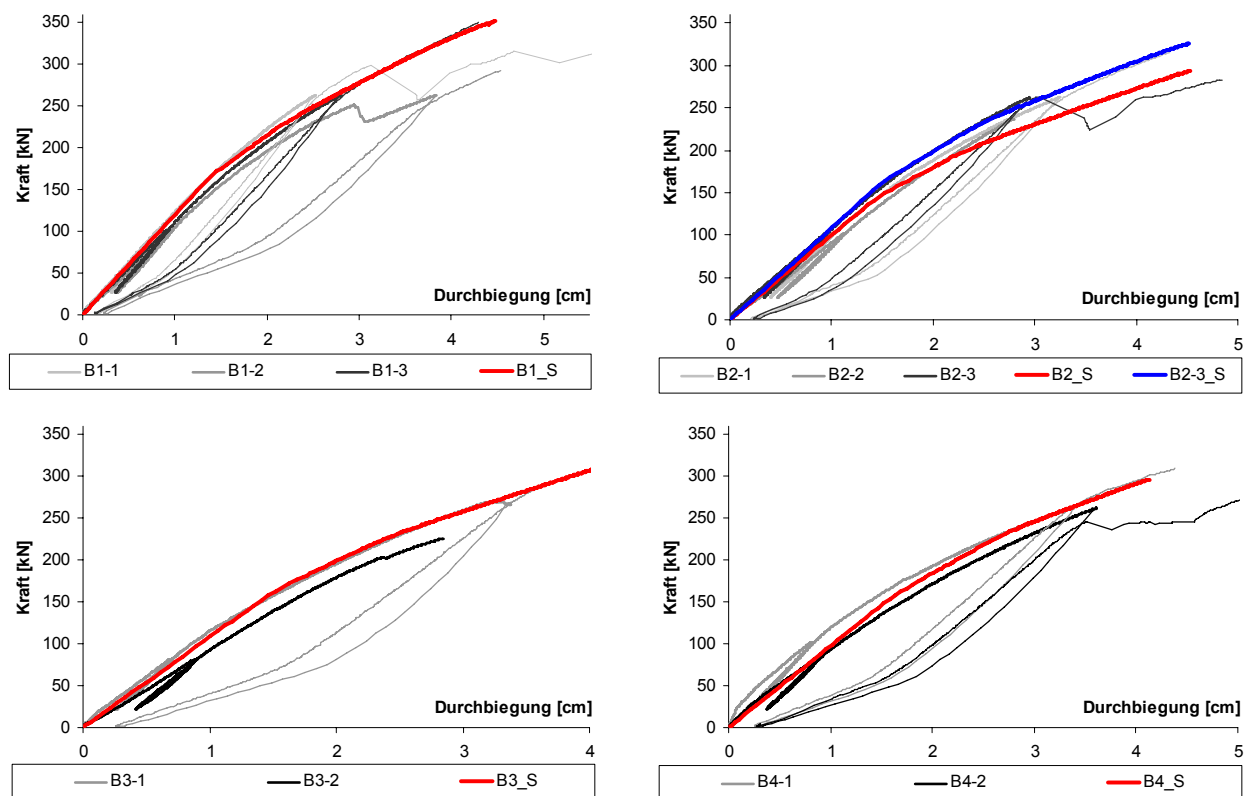
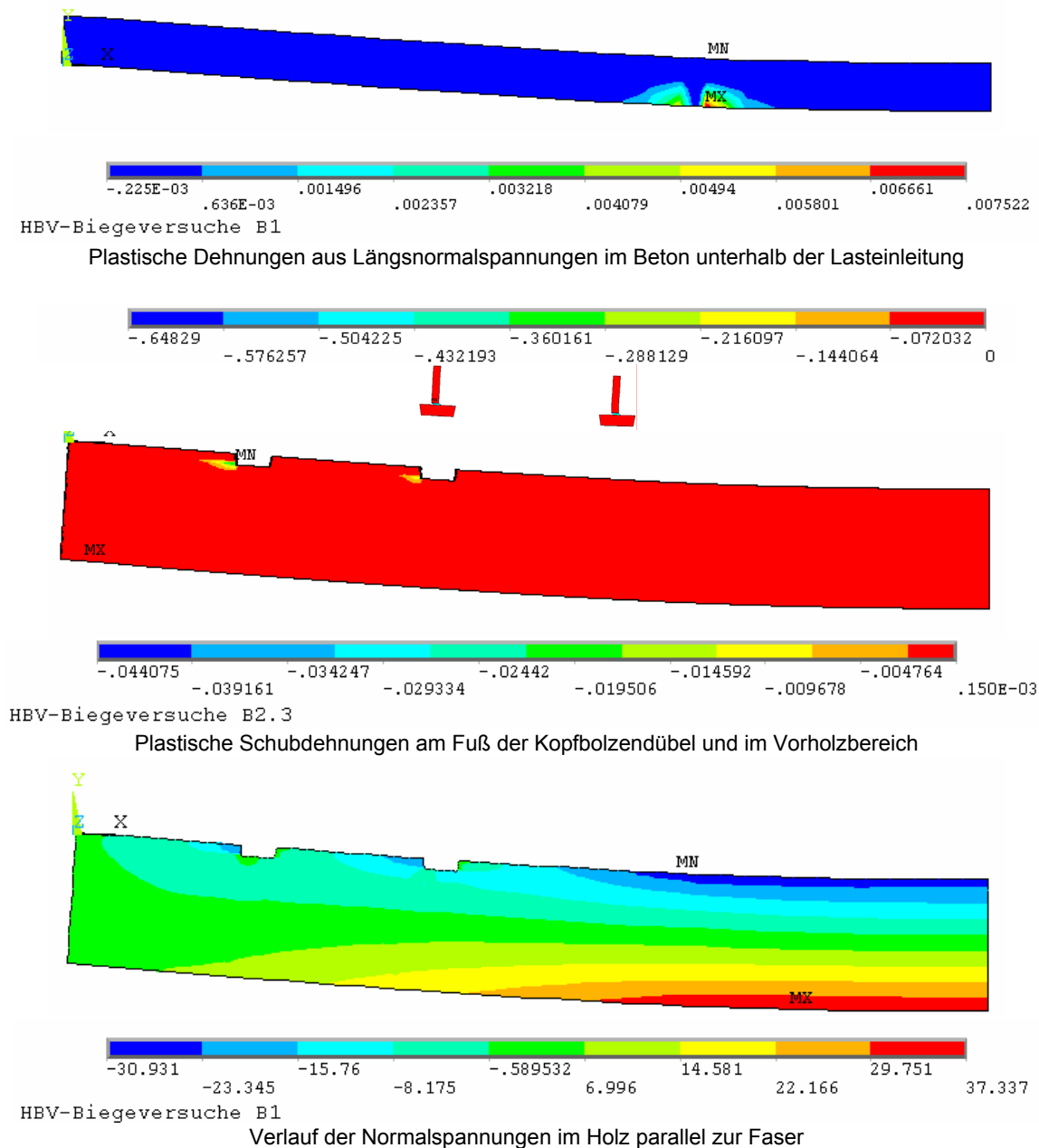


Abbildung 6-13: Kraft-Verschiebungskurven der Biegeversuche und Simulationen

Durch geeignete Wahl der Festigkeitsparameter lassen sich wesentliche, im Versuch beobachtete Versagensmechanismen in der rechnerischen Simulation abbilden (Abbildung 6-14). Plastische Dehnungen im Bereich der Lasteinleitungszone im Beton bestätigen die im Versuch beobachtete Rissentwicklung. Das Holzversagen infolge Vorholzabscherens lässt sich, ebenso wie die Plastizierungen im Fußbereich der Kopfbolzendübel, durch die Entwicklung plastischer Dehnungen dokumentieren.

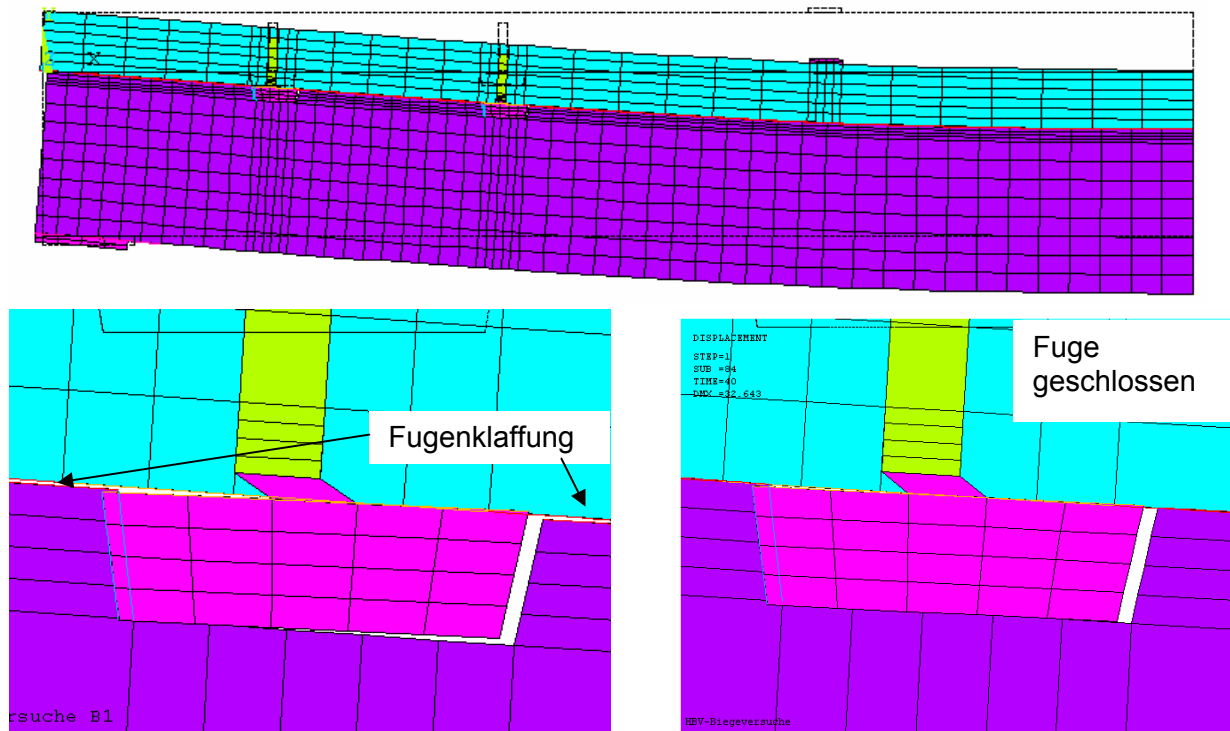
Die im Versuch beobachteten Longitudinalstauchungen des Holzes im Vorholzbereich treten in der Simulation nur bei Wahl unrealistisch kleiner Druckfestigkeiten des Holzes parallel zur Faser auf. Kleine Longitudinaldruckfestigkeiten führen im Modell gleichzeitig zur Plastizierung der Druckzone in Trägermitte, welche im Versuch jedoch nicht beobachtet worden war.



**Abbildung 6-14:** Dokumentation der im Versuch beobachteten Versagensmechanismen anhand plastischer Dehnungen in der Simulation

In der Last-Verformungsfigur ist zudem die bereits beschriebene Verdrehung der Stahlplatte mit Aufklaffen der Fuge erkennbar. Durch eine vergleichende Simulation mit einer momenten-äquivalenten Gleichlast statt der im Versuch aufgebrachten Einzellasten kann gezeigt werden, dass das Klaffen der Fuge in der Steifigkeitsdegradation des Betons begründet ist (Abbildung 6-15). Infolge der konzentrierten Lasteinleitung im Versuch kommt es zu einer Fließgelenkbildung im Beton unterhalb der Belastungspunkte (Abbildung 6-14). Die zunächst singuläre Rissentwicklung bewirkt eine Veränderung der Verformungsfigur im Beton. Die Durchbiegung des Betons verläuft nicht mehr affin zur Durchbiegung des Holzes.

Aus der Differenz der Verformungsfiguren resultiert die Fugenklaffung. In der Simulation mit der Gleichlast tritt diese Klaffung hingegen nicht auf, da sich die Teilquerschnitte affin verformen.



**Abbildung 6-15:** Gesamtverformung (oben), Verdrehung der Stahlplatte und Fugenklaffung im Bereich der Verbundelemente unter Einzellast (links) und unter Gleichlast (rechts)

Aufgrund der deutlich streuenden Versuchsdaten ist es nicht möglich, mit einem konstanten Ansatz der Festigkeits- und Steifigkeitsparameter alle Versuchskurven nachzuvollziehen. Lediglich durch geeignete Variation der Materialfestigkeiten des Holzes und der Kopfbolzendübel gelingt eine Anpassung an die Versuchskurven. Da auch in der Realität die Materialkennwerte streuen, sind an dieser Stelle weiterführende rechnerische Untersuchungen unter Berücksichtigung dieser Varianzen sinnvoll.

## 6.6 Bemessungsansatz für Dübelleisten

In den vorangegangenen Abschnitten wurden umfangreiche Bauteilversuche mit dem Verbundelement Dübelleiste vorgestellt. In der Versuchsauswertung sind die experimentell ermittelten Verbundelementkennwerte Verschiebungsmodul und Traglast dokumentiert. Variierende Geometriedaten, Materialsteifigkeiten und Festigkeiten der Verbundbauteile bedingen eine große Varianz dieser Kennwerte. Zur Bestimmung statistisch abgesicherter Parameter für die Dübelleiste sind vertiefende FE-Simulationen und Parameteranalysen, die die stochastische Verteilung der Materialkennwerte einschließen, notwendig. Unabhängig davon wird im Folgenden ein Bemessungsvorschlag für das Verbundelement Dübelleiste erarbeitet, der auf der Auswertung möglicher Versagensmodi beruht. Die Zulässigkeit des Ansatzes wird anhand der experimentellen Ergebnisse verifiziert.

Ein Vorteil der Dübelleisten liegt darin, dass die Schubkraftübertragung in den zu verbindenden Baustoffen nach bewährten und anerkannten Prinzipien erfolgt. Die betonseitige Lastabtragung entspricht den Modellen des Stahlverbundbaues, während holzseitig das Prinzip des Versatzes zur Kraftweiterleitung genutzt wird. Der Bemessungsansatz geht von der Bestimmung einer charakteristischen Traglast aus dem Minimum der Traglasten der relevanten Versagenskriterien aus.

Folgende Versagensfälle können eintreten (Abbildung 6-16):

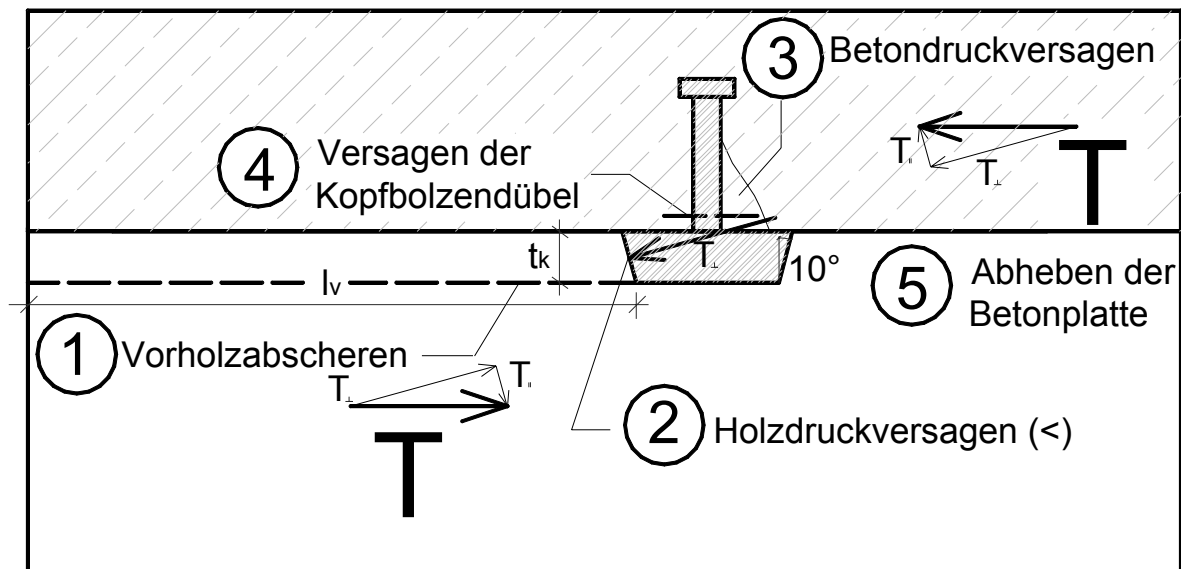


Abbildung 6-16: Versagensmechanismen am Verbundelement Dübelleiste

### Versagen im Bereich des Holzes

#### 1. Abscheren des Vorholzes

$$P_{t,v,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot f_{v,k} \cdot b \cdot l_v \quad (6-8)$$

mit

$k_{\text{mod}}$  Modifikationsbeiwert nach [DIN 1052:2004]

$\gamma_M$  = 1,3 (Teilsicherheitsbeiwert für Holz nach [DIN 1052:2004])

$f_{v,k}$  charakteristische Scherfestigkeit des Holzes nach [DIN 1052:2004]

$b$  Kervenbreite

$l_v$  Vorholzlänge

Bei der Berechnung von Versätzen nach [DIN 1052:2004] wird die rechnerisch ansetzbare Vorholzlänge auf die 8fache Kerventiefe begrenzt. Dieser Wert liegt für den vorliegenden Fall deutlich auf der sicheren Seite, da durch die Betonplatte eine tragfähigkeitssteigernde Überdrückung der Scherfuge realisiert wird. *Michelfelder* wies in rechnerischen Simulationen nach [Michelfelder 2006], dass sich die maximale Schubspannung im Kervengrund bei Holz-Beton-Verbunddecken um ca. 30% reduziert bei Verdopplung der Vorholzlänge von 25 auf 50 cm.

#### 2. Versagen der druckbeanspruchten Kervenflanke

$$P_{t,c,\alpha,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot \frac{f_{c,\alpha,k} \cdot b}{\cos \alpha} \cdot \left( \frac{t_k}{\cos \alpha} + 30 \sin \alpha \right) \quad (6-9)$$

$f_{c,\alpha,k}$  charakteristische Druckfestigkeit des Holzes unter einem Kraft-Faser-Winkel  $\alpha$  [N/mm<sup>2</sup>] nach [DIN1052:2004], Empfehlung:  $\alpha = 10^\circ$

$t_k$  Kerntiefe [mm]

$b$  Kervenbreite [mm]

In der Formel ist die Erhöhung der Druckfläche um  $(30 \text{ mm} \cdot \sin\alpha)$  nach [DIN1052:2004] berücksichtigt.

Die aus der Kräftezerlegung in der Kervenflanke resultierende Scherkraft  $T \cdot \sin\alpha$  wird bei dem empfohlenen Neigungswinkel von  $10^\circ$  über Reibung zwischen Stahlplatte und Holz abgetragen.

### Versagen im Bereich des Betons

#### 3. Druckversagen des Betons im Bereich der Kopfbolzendübel

$$P_{c,d} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{c,k} \cdot E_{cm}} \quad (6-10)$$

$$\text{mit} \quad \alpha = 0,2 \cdot \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1,0 \quad \text{für } h \geq 4d \quad (6-11)$$

$\gamma_v$  = 1,25 (Teilsicherheitsbeiwert)

$h$  Gesamtlänge des Kopfbolzendübels nach dem Schweißen ( $h \geq 3d$ )

$d$  Durchmesser des Kopfbolzendübels

$f_{c,k}$  Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$E_{cm}$  mittlerer Sekantenmodul des Betons

#### 4. Abscheren der Kopfbolzendübel

Normalbeton

$$P_{s,d} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi}{4} d^2 \quad (6-12)$$

Hochfester Beton (ab  $f_{c,k} > 50 \text{ N/mm}^2$ ) nach [Döinghaus 2001]

$$P_{s,d} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot \left( 0,85 \cdot f_u \cdot \frac{\pi}{4} d^2 + 1,5 \cdot h_w \cdot b_w \cdot f_{c,k} \right) \quad (6-13)$$

mit

$f_u$  Zugfestigkeit des Kopfbolzendübels

$h_w$  Höhe des Schweißwulstes

$b_w$  Durchmesser des Schweißwulstes

Gleichung (6-12) berücksichtigt, dass der Schweißwulst des Bolzens einen erheblichen Anteil der Schubkraft überträgt. Dieser Anteil geht derzeit in keinem Bemessungsverfahren der Normen ein, da eine fehlerhafte Ausführung der Schweißung zu einer deutlichen Reduzierung der Traglasten und Duktilität führen kann.

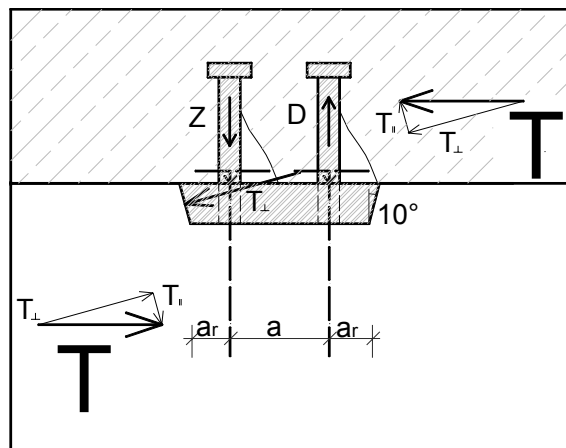
### Abheben des Betons vom Holz

#### 5. Zugkraftaufnahme zwischen Beton und Holz

Bezüglich der abhebenden Kräfte, die infolge der räumlichen Fachwerkwirkung bei der Ableitung der in ihrer Wirkungslinie versetzten Längsschubkräfte entstehen, gibt es kontroverse Diskussionen. Die [DIN1074:2006] fordert eine Zugkraftsicherung, welche pauschal für 10% der maximal auftretenden Bemessungsschubkraft auszulegen ist. Im Gegensatz dazu wird im Stahlverbundbau davon ausgegangen, dass die abhebenden Kräfte im Normalfall bereits durch die Eigengewichtslasten des Betons überdrückt werden [Döinghaus 2001]. *Michelfelder* zeigte in ihren Untersuchungen ebenfalls, dass in Hochbaudecken mit Kerven die Betonplatte zur Ableitung des Biegemomen-

tes aus exzentrischer Schubkrafteinleitung ohne zusätzliche vertikale Verankerungen in der Lage ist [Michelfelder 2006].

Die eigenen Kurzzeitbiegeversuche bestätigen diese Aussagen für den Gebrauchslastbereich. Im Traglastbereich zeigte sich aufgrund der Exzentrizität eine Verdrehung der Dübelleiste, in deren Folge es zum Aufklaffen der Verbundfuge kam. Um die Verdrehung der Dübelleiste und die zugehörige Fugenöffnung zu verhindern, wird für den praktischen Einsatz empfohlen, auf der Dübelleiste in Krafrichtung zwei Kopfbolzendübel anzuordnen (Abbildung 6-17). Damit kann das Exzentrizitätsmoment in der Lastabtragung in ein Kräftepaar aufgeteilt werden. Die resultierende Druckkraft wird durch Kontakt übertragen. Die Zugkraftaufnahme erfolgt betonseitig durch den Kopfbolzendübel und holzseitig durch eine Verankerung der Stahlplatte mit Schrauben. Da sich die Dübelbelastung von einer vorwiegenden Schubbeanspruchung auf eine Schub-Zug- bzw. Schub-Druckinteraktion verändert, sollten die Wirksamkeit dieser Modifikation und das geänderte Tragverhalten in einem ergänzenden Biegeversuch geklärt werden.



**Abbildung 6-17:** Konstruktionsvorschlag zur Minimierung der Verdrehung des Verbundelementes Dübelleiste

Holz-Beton-Verbundbrücken sind im Gegensatz zu Hochbaukonstruktionen zusätzlich hohen Temperaturwechseln ausgesetzt. Im Falle einer konstanten Temperaturerhöhung über den gesamten Überbauquerschnitt bzw. einer Erwärmung der Betonplatte dehnt diese sich aufgrund ihres höheren Temperatúrausdehnungskoeffizienten deutlich stärker und wölbt sich infolge der Deformationsbehinderung nach oben. In Abhängigkeit vom Steifigkeitsverhältnis der Teilquerschnitte passt sich der Holzquerschnitt der Betonverformung entweder an, oder aber es kommt zum Abheben der Betonplatte. Diese Zugkraftanteile sind ebenfalls zu quantifizieren und in der Berechnung zusätzlich zu berücksichtigen.

Kopfbolzendübel auf Zug:

Nach [Scheele 1991] reduziert sich die Traglast des Kopfbolzendübels durch den Einfluss einer kombinierten Schub-Zug-Beanspruchung um 20%. Die Interaktion zwischen den maximal aufnehmbaren Schub- und Zugbelastungen bei Bolzenversagen wird beschrieben durch:

$$P_{S,d,red} = P_{S,d} - \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot Z \quad (6-14)$$

mit:

$P_{S,d,red}$  maximal aufnehmbare Scherkraft bei kombinierter Beanspruchung

$P_{S,d}$  maximale Scherkraft bei einaxialer Beanspruchung

$Z$  maximal aufgebrachte Zugkraft

Holzschrauben auf Zug rechtwinklig zur Faser nach [DIN 1052:2004]:

$$R_{ax,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{\gamma_v} \cdot 75 \cdot \pi \cdot (0,9 \cdot d)^2 \quad (\text{Tragfähigkeit der Schraube}) \\ \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{1,k} \cdot d \cdot l_{ef} \quad (\text{Herausziehen der Schraube}) \end{array} \right\} \quad (6-15)$$

mit

$d$  Nenndurchmesser der Schraube [mm]

$f_{1,k}$  charakteristischer Wert des Ausziehparameters [N/mm<sup>2</sup>]

$l_{ef}$  wirksame Einschraubtiefe (Gewindelänge im Holzteil mit der Schraubenspitze)

$\gamma_v = 1,25$  (Teilsicherheitsbeiwert Stahl)

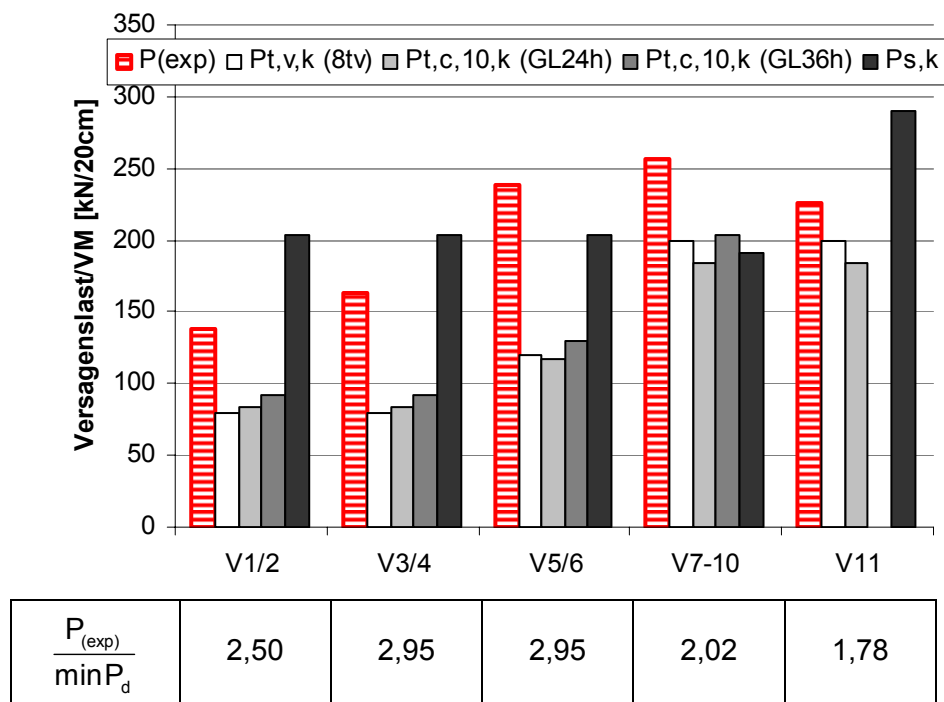
$\gamma_M = 1,3$  (Teilsicherheitsbeiwert Holz)

Aus den Gleichungen (6-8) bis (6-14) resultiert die Schubtragfähigkeit des Verbundelementes Dübelleiste:

$$P_{R,d} = \min (P_{t,v,d}, P_{t,c,\alpha,d}, P_{c,d}, P_{s,d,red})$$

Zusätzlich ist die Zugkraftaufnahme durch die Schraube nach (6-15) nachzuweisen.

In Abbildung 6-18 sind die auf diese Weise rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten den Traglasten der Scherversuche gegenüber gestellt. Die Abbildung dokumentiert die verschiedenen Ziele der Scherversuchsserien. Während bei V1-V6 das Tragverhalten des Holzes untersucht und das Abscheren der Kopfbolzendübel bewusst unterbunden werden sollte, waren V7-V10 auf das Abscheren der Kopfbolzendübel dimensioniert worden. Der Vergleich der Versuchstraglast und der charakteristischen Traglast aus Vorholzabscheren über  $8t_v$  zeigt bei geringen Kerntiefen einen deutlichen Sicherheitsabstand von ca. 2,0. Dieser Faktor reduziert sich für die 5 cm tiefen Kerfen der Serien V7-V11 auf 1,2.



**Abbildung 6-18:** Vergleich der Versuchstraglasten  $P_{(exp)}$  mit den rechnerischen Versagenslasten, basierend auf charakteristischen Festigkeiten

Im Vergleich der mit Hilfe des Bemessungsvorschlages berechneten charakteristischen Versagenslasten mit den im Versuch beobachteten Bruchlasten zeigt sich eine ausreichende Sicherheit. Unter zusätzlicher Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren ergeben sich die unter dem Diagramm angegebenen Sicherheitsabstände.

Der Bemessungsvorschlag ist zur Bestimmung der charakteristischen Traglasten des Verbundelementes Dübelleiste geeignet.

## 6.7 Zusammenfassung und Wertung

Zur umfassenden Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens eines Verbundelementes sind neben den Scherversuchen Biegeversuche notwendig. In den als 4-Schneiden-Biegeversuch durchgeführten Tests mit dem Verbundelement Dübelleiste variierten die Materialqualitäten von Holz und Beton und der Durchmesser der Kopfbolzendübel.

Die hybriden Träger, in denen lediglich vier Dübelleisten die Schubübertragung in der Verbundfuge sicherten, erreichten hohe Traglasten mit einem Mittelwert von 290 kN.

Die Aktivierung des Verbundes zwischen Holz und Beton mit Hilfe der Dübelleisten ermöglichte eine Steigerung der Biegesteifigkeit um 74% im Vergleich zu einem Plattenbalken ohne Verbund. Eine weitere Erhöhung der Gesamtbiegesteifigkeit ist durch Vergrößerung der Verbundelementanzahl realisierbar.

Die Verbundbalken zeigten ein linear-elastisches Verformungsverhalten bis ca. 75% der Bruchlast. Ausgeprägte plastische Deformationen im vorkritischen Versagensbereich, die den Bruchzustand ankündigen, traten nicht auf. Es gelang nicht, das plastische Potential der Verbundfuge, basierend auf der Longitudinalstauchung des Holzes und plastischer Deformation der Kopfbolzendübel, in ausreichendem Maße zu aktivieren. Das Bauteilversagen verlief schlagartig spröde durch Kombination aus Biegezugversagen des Holzes und Vorholzabscheren. In einem Fall kam es zum Abscheren der Kopfbolzendübel, in drei weiteren Versuchen waren deutliche Deformationen der Kopfbolzendübel erkennbar.

Infolge der exzentrischen Schubkrafteinleitung verdrehten sich die Dübelleisten im Beton. Mit zunehmender Verschiebung in der Verbundfuge führte die Rotation der Stahlplatte zu zusätzlichen Strukturschädigungen im Beton und an den Kopfbolzendübeln. Die Verdrehung kann durch Anordnung von zwei Kopfbolzendübeln in Bauteillängsrichtung verzögert werden. Die Abtragung des Exzentrizitätsmomentes erfolgt dann über ein Druck-Zug-Kräftepaar in den Kopfbolzendübeln.

Abhebende Kräfte zwischen Holz und Beton wurden nicht festgestellt. Ein Aufklaffen der Verbundfuge in einer Größenordnung, die die Anordnung vertikaler Zugverankerungen erforderlich macht, trat nicht ein. Auf die Abhebesicherung sollte aus Gründen der differentiellen hygrothermischen Verformung der Teilquerschnitte im Brückenbau jedoch nicht verzichtet werden.

Mit Hilfe vertiefender rechnerischer FE-Simulationen, in denen das nichtlineare Materialverhalten von Holz, Stahl und Beton berücksichtigt wird, können die Last-Verformungskurven der Bauteilversuche rechnerisch mit hoher Genauigkeit verifiziert werden. Anhand der Entwicklung plastischer Dehnungen ist die Abbildung der im Versuch beobachteten Versagensmechanismen möglich. Um den Einfluss der streuenden Materialparameter auf die Steifigkeit und Traglast exakt zu quantifizieren, sind weiterführende rechnerische Verifikationen auf der Grundlage stochastischer Untersuchungen notwendig.

Anhand möglicher Versagensmodi wurde ein Bemessungsansatz für das Verbundelement Dübelleiste erarbeitet und im Vergleich mit den Versuchsdaten verifiziert.

In Auswertung der großformatigen Biegeversuche kann eingeschätzt werden, dass das Verbundelement Dübelleiste eine hohe Steifigkeit und Tragfähigkeit besitzt und daher für den Einsatz im Hybridbrückenbau hervorragend geeignet ist.



## 7 Zusammenfassung

### 7.1 Resümee

In der vorliegenden Arbeit wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise untersucht.

Am Beginn stand eine umfassende Analyse des Entwicklungsstandes der Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau unter Einbeziehung der Normungssituation und der speziellen Problematik des Langzeittragverhaltens. Auf dieser Basis wurden die Ziele der Arbeit definiert sowie die Schwerpunkte und die Methodik der eigenen Untersuchungen festgelegt. Zur Evaluation des Potentials der Hybridbauweise im Brückenbau waren grundlegende Analysen zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundbrücken notwendig. Um die statische Berechnung der Konstruktion zu ermöglichen, war die Entwicklung von geeigneten Verbundelementen mit der Bestimmung der entsprechenden Steifigkeits- und Tragfähigkeitsparameter erforderlich.

Zur Beurteilung der prinzipiellen Ausführbarkeit und Konkurrenzfähigkeit von Holz-Beton-Verbundbrücken erfolgten umfassende Untersuchungen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit solcher Brücken auf der Basis der Steifigkeitsansätze nach der deutschen Holzbaunorm. Grundlage bildeten zwei für den Einsatz in der Brückenbaupraxis geeignete Überbauvarianten zur Überführung einspuriger Wirtschaftswege und zweispuriger Straßen. Anhand von Voruntersuchungen wurden Hinweise zur Berücksichtigung der Einflüsse der mitwirkenden Plattenbreite, der Steifigkeitsdegradation infolge der Rissbildung im Beton und der Lastquerverteilung am Plattenbalkentragwerk erarbeitet. Gegenstand der eigentlichen Parameteranalyse war die Quantifizierung der Einflüsse variabler Steifigkeiten der Teilquerschnitte und Verbundelemente ebenso wie die Variation der Verbundelementanordnung mit dem Ziel einer Optimierung der Querschnittsgeometrie.

Die Parameterstudie zeigte im untersuchten Varianzbereich einen marginalen Einfluss der Betonfestigkeitsklasse und, infolge deutlicher Festigkeitsdifferenzen, einen erheblichen Einfluss der Holzfestigkeitsklasse auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit einer Holz-Beton-Verbundbrücke. In Auswertung der Simulationen wurden für die Verbundelemente Anforderungen bezüglich der Mindeststeifigkeit und Tragfähigkeit formuliert. Bei der Variation der Verbundelementanordnung erwies sich eine diskontinuierliche, entsprechend der Querkraftlinie abgestufte Verteilung der Verbundelemente als optimal für die effiziente Ausnutzung der Teilquerschnitte und eine gleichmäßige Auslastung der Verbundelemente.

Eine wesentliche Erweiterung bisheriger Tragfähigkeitsanalysen stellte die Beurteilung zur Ermüdungssicherheit dar. Auf der Grundlage der Nachweiskonzeptionen der aktuellen Normung konnte eingeschätzt werden, dass die Materialien Beton, Betonstahl und Holz in Holz-Beton-Verbundbrücken der untersuchten Überbaugeometrien nicht ermüdungsgefährdet sind. Zur Evaluation der Ermüdungssicherheit der Verbundfuge wurde die Ermittlung von Wöhlerkurven der Verbundelemente empfohlen.

Mit den Ergebnissen der Parameterstudie, welche in Form von Diagrammen, Funktionen und Tabellen aufbereitet wurden, ist es möglich, für eine zu überbrückende Stützweite die optimale Konstruktionshöhe zu ermitteln sowie eine geeignete Materialauswahl für den Beton, das Holz und das Verbindungselement zu treffen. Mit der Empfehlung, die Konstruktionshöhe für Holz-Beton-Verbund-Überbauten im Stützweitenbereich zwischen 10 und 30 m mit  $L/12$  bis  $L/18$  zu wählen, wurde die Konkurrenzfähigkeit der Holz-Beton-Verbundbauweise gegenüber den bisher üblichen Massivbauweisen nachgewiesen.

Neben der Analyse der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage der vereinfachten Steifigkeitsansätze der aktuellen Holzbaunormung wurde eine vertiefende Untersuchung zum Langzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass das differente zeitabhängige Verhalten der Verbundbauteile in den innerlich hochgradig statisch unbestimmten Hybridsystemen nicht nur einen Deformationszuwachs bewirkt, sondern auch Zwängungen und Spannungsumlagerungen verursacht. Diese wurden durch die Steifigkeitsent-

wicklung der Teilquerschnitte und des Verbundelementes ebenso beeinflusst wie durch die klimatischen Randbedingungen. Unter Langzeitbeanspruchung resultierten deutliche Schnittgrößenumlagerungen unter Reduktion der Beanspruchungen im Beton und an den Verbundelementen sowie unter Zunahme der Beanspruchung im Holz. Bei den untersuchten Brückengeometrien bewirkten die Schnittgrößenumlagerungen nur eine geringe Traglastreduktion, da in der traglastrelevanten Biegezug-Interaktion im Holz die Spannungsanteile aus Biege- und Normalkraftbeanspruchung konträre Veränderungen in gleicher Größenordnung durchliefen. Für Verbundelemente mit den hohen Steifigkeiten, die für den Einsatz im Brückenbau notwendig sind, war der Einfluss einer Variation des Verbundelementkriechens und der Verbundelementsteifigkeit auf die Schnitt- und Verformungsgrößen verhältnismäßig gering.

Ein Vergleich der detaillierten Langzeitanalyse mit Berechnungsergebnissen, basierend auf dem vereinfachten Steifigkeitsansatz der deutschen Holzbaunorm, zeigte, dass die Norm die realen Verhältnisse im Verbundtragwerk nur näherungsweise widerspiegelt. Um das Langzeittragverhalten der Gesamtkonstruktion besser beurteilen zu können, wurden Vorschläge zur Anpassung der vereinfachten Steifigkeitsansätze erarbeitet. Unter Berücksichtigung dieser Empfehlungen gelang es, das tatsächliche Trag- und Verformungsverhalten im initialen und finalen Beanspruchungszeitpunkt realitätsnäher abzubilden.

Da bisher keine Verbundelemente in Deutschland zugelassen sind, die dem aus den Parameteranalysen resultierenden Anforderungsprofil entsprechen, wurden eigene umfangreiche Bauteilversuche durchgeführt. Erstmals erfolgte eine systematische Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens ausgewählter Verbundelemente sowohl unter Kurzzeit- als auch unter Langzeit- und dynamischer Beanspruchung. Mit Hilfe von Kurzzeitscherversuchen wurden die Verschiebungsmoduln und Traglasten im Anfangszustand ermittelt. Der Einfluss einer Dauerbelastung unter variablen Temperatur- und Feuchteeinwirkungen auf die Steifigkeit und Tragfähigkeit wurde mit Hilfe von Langzeitscherversuchen untersucht. Dynamische Scherversuche mit 2 Mio. Lastwechseln im Gebrauchslastbereich dienten der Beurteilung des Trag- und Verformungsverhalten der Verbindungsmittel unter Ermüdungsbeanspruchung. Die drei untersuchten Verbundelementtypen Kerve, Dübelleiste und X-Verbinder erwiesen sich für den Einsatz im Brückenbau als prinzipiell geeignet. Sie zeigten ausreichend hohe Steifigkeiten im Gebrauchslastbereich, keine ausgeprägten Kriechdeformationen und reagierten unempfindlich auf dynamische Beanspruchungen. Allerdings waren die erreichten Traglasten, determiniert durch die getesteten Geometrie- und Materialkonfigurationen, im Vergleich zu den Traglastanforderungen der Parameterstudie zu gering.

Das Verbundelement Dübelleiste nutzt anerkannte und bewährte Prinzipien des Stahlverbundbaus und des Holzbaus zur Kraftübertragung. Betonseitig wird der Verbund mit Hilfe von Kopfbolzendübeln realisiert. Die Schubübertragung im Holz basiert auf dem Versatzprinzip. Daher wurden, aufbauend auf die systematischen Tests, weiterführende Versuchsserien mit dem besonders geeigneten Verbundelement Dübelleiste durchgeführt.

Mit dem Ziel der Tragfähigkeitssteigerung und Geometrieoptimierung erfolgten Kurzzeitscher- und Kurzzeitbiegeversuche unter Variation der Geometrie- und Materialparameter. Als notwendige Voraussetzung zur Erzielung großer Steifigkeiten erwies sich eine hohe Passgenauigkeit des Formschlusses zwischen Stahl und Holz. In den Biegeversuchen erreichten die hybriden Träger hohe Traglasten und eine Steigerung der Biegesteifigkeit um 74% im Vergleich zu einem nicht verbundenen Tragwerk. In beiden Versuchsserien gelang es nicht, das plastische Potential der Verbundfuge, basierend auf der Longitudinalstauchung des Holzes und plastischer Deformation der Kopfbolzendübel, in ausreichendem Maße zu aktivieren. Das Bauteilversagen verlief bis auf wenige Ausnahmen schlagartig spröde durch Vorholzabscheren, beim Biegeversuch in Kombination mit dem Biegezugversagen des Holzes. Diskrepanzen zwischen den rechnerisch prognostizierten und den im Versuch erreichten Traglasten begründeten die Notwendigkeit detaillierter rechnerischer Verifikationen zur Untersuchung des Zusammenwirkens der aus dem Holz- und Stahlverbundbau bekannten Versagensmechanismen.

Für die Verifikation wurden zwei- und dreidimensionale FE-Modelle erarbeitet, die die Interaktion der Verbundbauteile in der Verbundfuge über Kontaktdefinitionen berücksichtigen. Unter Ansatz physikalisch nichtlinearer Materialdefinitionen in den Modellen gelang es, die in den Versuchen aufgezeichneten Last-Verschiebungskurven realitätsnah abzubilden. Anhand der Entwicklung plastischer Dehnungen konnten die einzelnen Versagensmechanismen in der Simulation nachvollzogen werden.

Auf der Basis der möglichen Versagensmodi wurde ein Bemessungskonzept für das Verbundelement Dübelleiste erarbeitet. Ein Vergleich mit den experimentell ermittelten Traglasten belegte die Eignung des Bemessungsansatzes.

In Auswertung der umfangreichen Bauteilversuche und der rechnerischen Simulationen konnte eingeschätzt werden, dass das Verbundelement Dübelleiste eine hohe Steifigkeit und Tragfähigkeit besitzt und daher für den Einsatz im Hybridbrückenbau hervorragend geeignet ist.

## **7.2 Ausblick**

In der vorliegenden Arbeit wurde die prinzipielle Anwendbarkeit und Konkurrenzfähigkeit der Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau nachgewiesen. Konstruktionsregeln und Ausführungshinweise wurden erarbeitet, um die Umsetzung der Bauweise in der Brückenbaupraxis zu erleichtern. Umfangreiche Bauteilversuche zeigten das Potential geeigneter Verbundelemente auf. Um statistisch gesicherte Aussagen über die Traglast und den Verschiebungsmodul des Verbundelementes Dübelleiste treffen zu können, sind weiterführende rechnerische Untersuchungen unter Berücksichtigung der stochastischen Verteilung der Materialparameter erforderlich.

Die Realisierung eines Brückenprojektes mit umfangreichem Bauwerksmonitoring wird angestrebt, um die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen theoretischen Erkenntnisse in der Brückenbaupraxis zu verifizieren.



## Literaturverzeichnis

- [Amadio u. a. 2001] Amadio, C.; Ceccotti, A.; Di Marco, R.; Fragiaco, M.: Long-term behaviour of a timber-concrete connection system. in: Proceedings of the International RILEM Symposium on Joints in Timber Structures, Stuttgart, 2001, S. 263-272
- [ANSYS 2007] ANSYS®: Release 11.0 Documentation for ANSYS. 2007
- [Avramidis 1989] Avramidis, S.: Evaluation of three variable models for the prediction of equilibrium content of wood. Wood Science and Technology 23, 1989, S. 251 – 258,
- [Baldock, McCullough 1941] Baldock, R.H.; McCullough, C.B.: Loading Tests on a New Composite-type Short-span Highway Bridge Combining Concrete and Timber in Flexure. Technical Bulletin No.1, Oregon State Highway Department, Revised Edition, May 1941
- [BAST 2003] Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Verkehrsblattsammlung Nr. S 1056, 01/2003
- [Bathon, Bletz 2006] Bathon, L. A.; Bletz, O.: Holz-Beton-Verbundbrücke in Kayl/Luxemburg. Bauen mit Holz 12/2006, S. 22-27
- [Becker 2002] Becker, P.: Modellierung des zeit- und feuchteabhängigen Materialverhaltens zur Untersuchung des Langzeittragverhaltens von Druckstäben aus Holz. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2002
- [Bergfelder 1974] Bergfelder, J.: Näherungsverfahren zur Berechnung allgemeiner zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit elastischem Verbund. Der Bauingenieur 49, 09/ 1974, S. 350-357
- [Bertsche 2003] Bertsche System GmbH: Daten-CD, Bemessungshilfen, 08/2003
- [Blaß u. a. 1995] Blaß, H. J.; Ehlbeck, J.; Schlager, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Fraunhofer IRB-Verlag, 1995
- [Blaß, Romani 2002] Blaß, H. J.; Romani, M.: Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen. Fraunhofer IRB-Verlag, 2002
- [Bogensperger, Unterwieser, Schickhofer 2006] Bogensperger, T.; Unterwieser, H.; Schickhofer, G.: The mechanical inconsistency in the evaluation of the modulus of elasticity according to EN 384. Paper CIB-W18/39-21-2; 39<sup>th</sup> CIB W18-Meeting, Florence, Italy, August 2006
- [Bou Said, Jullien, Ceccotti 2004] Bou Said, E.; Jullien, J.-F.; Ceccotti, A.: Long term modelling of timber-concrete composite structures in variable climates. in: Proceedings of the 8<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland, 2004, S. 143-148
- [Capretti, Ceccotti 1996] Capretti, S.; Ceccotti, A.: Service behaviour of Timber – Concrete composite Beams: a 5 Year Monitoring and Testing Experience. in: Proceedings of the International Wood Engineering Conference, New Orleans, 1996, S. 3-443 – 3-449
- [Ceccotti, Fragiaco 2006] Ceccotti, A.; Fragiaco, M.: Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection. Materials and Structures 40, 2006, S. 15-25

- [Döinghaus 2001] Döinghaus, P.: Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern. Dissertation, RWTH Aachen, 2001
- [Ebert 1997] Ebert, K.: Tragfähigkeitsversuche an Holz-Beton-Verbundträgern. Untersuchungsbericht Nr. 1316/Eb im Auftrag des Ingenieurbüros für Tragwerksplanung P. Bertsche, MPA Bau der Technischen Universität München, 1997
- [Eby 1989] Eby, R. E.: Composite T-beam bridge deck on timber towers, in: Classic wood structures, American Society of Civil Engineers, New York, 1989, S. 149-153
- [Flach, Frenette 2004] Flach, M.; Frenette, C. D.: Wood-Concrete-Composite-Technology in Bridge Construction, in: Proceedings of the 8<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland, 2004, S. 289-294
- [Fontana, Frangi 2000] Frangi, A.; Fontana, M.: Versuche zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen. IBK Bericht Nr. 249, Juli 2000
- [Fragiacomo, Amadio, Macorini 2006] Fragiaco, M.; Amadio, C.; Macorini, L.: Short- and long-term performance of the "Tecnaria" stud connector for timber-concrete composite beams. Submitted for possible publication on Materials and Structures. S. 1-14
- [Fragiacomo, Ceccotti 2006] Fragiaco, M.; Ceccotti, A.: Long-term behaviour of Timber-Concrete composite Beams. I: Finite Element Modelling and Validation. Journal of structural engineering, 01/2006, S. 13-22; II: Numerical Analysis and Simplified Evaluation. Journal of structural engineering, 01/2006, S. 23-33
- [Fragiacomo u. a. 2006] Fragiaco, M.; Gutkowski, R. M.; Balogh, J.; Fast R. S.: Long-term Behaviour of wood-Concrete Composite Beams with Notched Connection Detail. in: Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering, Portland, Oregon, 2006, S. 104
- [Glaser 2005] Glaser, R.: Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Dissertation, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, 2005
- [Godycki, Pawlica, Kleszczewski 1984] Godycki, T.; Pawlica, J.; Kleszczewski, J.: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. Bauingenieur 59, 1984, S. 477-483
- [Grosse 2005] Grosse, M.: Zur numerischen Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Dissertation, Bauhaus- Universität Weimar, 2005
- [Grosse u. a. 2003] Grosse, M.; Hartnack, R.; Lehmann, S.; Rautenstrauch, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken – Teil 1: Kurzzeittragverhalten, Bautechnik 80 (2003), Heft 8, S.534-541, Teil 2: Langzeittragverhalten, Bautechnik 80 (2003), Heft 10, S.693-701
- [Gutkowski 2001] Gutkowski, R. M.: Shear key for strengthening bridges. Research report. Colorado State University, August 2001
- [Halász, Scheer 1996] Halász, R. v.; Scheer, C. (Hrsg.): Holzbautaschenbuch, Band1: Grundlagen, Entwurf, Bemessung und Konstruktion. 9. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 1996

- [Hanswille, Stranghöner 2003] Hanswille, G.; Stranghöner, N.: Leitfaden zum DIN Fachbericht 104. Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [Hartnack 2005] Hartnack, R.: Langzeittragverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz. Dissertation, Bauhaus- Universität Weimar, 2005
- [Hegger u. a. 2004] Hegger, J.; Goralski, C.; Rauscher, S.; Kerkeni, N.: Finite-Elemente-Berechnungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln. Stahlbau 73, 01/2004, S.20-25
- [Höhmnn, Siemers 1998] Höhmnn, R.; Siemers, M.: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern. Bau-technik 75, 11/1998, S. 922-929
- [Holst, Holst 2004] Holst, K. H.; Holst, R.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton, Entwurf, Konstruktion und Berechnung. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2004
- [Kästner 2007] [Kästner, M.: Untersuchungen zur numerischen Bewertung des Tragverhaltens von Holz unter Druckbeanspruchung. Wissenschaftliches Kolleg, Bauhaus- Universität Weimar. 2007 (unveröffentlicht)
- [Kenel 2000] Kenel, A.: Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht 115/42, EMPA Dübendorf, 2000
- [Kenel, Meierhofer 1998] Kenel, A.; Meierhofer U. A.: Holz/Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/39, EMPA, Abteilung Holz, 1998
- [Kneidl, Hartmann 1995] Kneidl, R.; Hartmann, H.: Träger mit nachgiebigem Verbund – Eine Berechnung mit Stabwerksprogrammen. bauen mit holz, 04/1995, S. 285-290
- [Kreuzinger 1999] Kreuzinger, H.: Flächentragwerke Platten, Scheiben und Schalen – Berechnungsmethoden und Beispiele. in: Informationsdienst Holz (Hrsg.): Brücken in Holz - Konstruieren, Berechnen, Ausführen. 1999, S.43-60
- [Kreuzinger 2002] Kreuzinger, H.: Verbundkonstruktionen. in: Holzbau-Kalender, Karlsruhe, Bruderverlag, 2002, S.598 -621
- [Kreuzinger, Mohr 1994] Kreuzinger, H.; Mohr, B.: Holz und Holzverbindungen unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen, IRB-Verlag, Stuttgart, 1994
- [Kürschner 2003] Kürschner, K.: Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau. Dissertation, Universität Stuttgart, 2003
- [Kuhlmann, Aicher, Michelfelder 2004] Kuhlmann, U.; Aicher, S.; Michelfelder, B.: Trag- und Verformungsverhalten von Kerven mit Schlüsselschrauben als Schubverbindung bei Holz-Beton-Verbunddecken. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF 13204 N/1, 2004
- [Lehmann 2004] Lehmann, S.: Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten, Dissertation, Bauhaus- Universität Weimar, 2004
- [Van der Linden 1999] Van der Linden, M. L. R.: Timber-concrete composite floor systems. Dissertation, Delft, Techn. University, 1999

- [Limam u. a. 2006] Limam, A.; Mathon, C.; Vincensini, M. P.; Deperraz, G.: Wood-Concrete beam: a new concept for short span bridge constructions. In: Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering, Portland, Oregon, 2006, S. 380
- [Mäkipuro u. a. 1994] Mäkipuro, R., Jutila, A.; Rautakorpi, H.; Haakana, P.; Salokangas, L.: Development of Wood Bridges - Experimental Studies of Wood-concrete Shear Connections. Helsinki University of Technology, Publication No. 11, Otaniemi 1994
- [Mäkipuro u. a. 1996] Mäkipuro, R.; Tømmola, J.; Salokangas, C.; Jutila, A.: Wood-concrete Composite Bridges. Nordic Timber Council (NTC) 1996, Stockholm
- [Mensingher 2000] Mensinger, M.: Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau, Dissertation, Universität Kaiserslautern, 2000
- [Meyer 2005] Meyer, L.: Holz-Beton-Verbundbrücken für den 40t-Verkehr im Kanton Freiburg (Schweiz). 11. Internationales Holzbauforum, Garmisch-Partenkirchen, 2005, S. 1-15
- [Michelfelder 2006] Michelfelder, B.: Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken, Dissertation, Universität Stuttgart, 2006
- [Möhler 1956] Möhler, K.: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Habilitation, Karlsruhe, 1956
- [Müller 2007] Müller, J.: Die Holz-Beton-Verbundbauweise im Straßenbrückenbau – Parameteruntersuchungen zum Langzeittragverhalten. Diplomarbeit, Bauhaus- Universität Weimar, 2007
- [Müller, Kvitsel 2002] Müller, H. S.; Kvitsel, V.: Kriechen und Schwinden von Beton – Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis, Beton und Stahlbetonbau 97 (2002), H.1, S. 8 - 19
- [Natterer, Hoeft 1987] Natterer, J.; Hoeft, M.: Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht CERS Nr. 1345, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, März 1987
- [Natterer, Pflug 1997] Natterer, J. K.; Pflug, D.: Holzbrücken – einfach, aber nicht primitiv. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 26, 1997, S. 21 -23
- [Neuhaus 1981] Neuhaus, F. H.: Elastizitätszahlen von Fichtenholz in Abhängigkeit der Holzfeuchte. Ruhr-Universität Bochum, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 81-8, Juli 1981
- [Neuseeland 1976] N. N.: Straßenbrücke in Neuseeland. Bauen mit Holz, 7/1976, S. 330-333
- [Nolan 2006] Nolan, G.: Experience with concrete overlayed bridges in Tasmanien.  
<http://aok.arch.utas.edu.au/research/bridge/sem2.asp>  
(19.04.2006)
- [NTC 2002] Nordic Timber Council (publ.): Nordic Timber Bridges - A presentation of timber bridges from Finland, Sweden, Norway and Estonia, Stockholm, 2002



- [Pigozzo, Calil, Lahr 2004] Pigozzo, J. C.; Calil, C. J.; Lahr, F. A. R.: The first composed log-concrete deck bridge in Brazil. In: Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland, 2004
- [Raue, Timmler 2004] Raue, E.; Timmler, H.-G.: Berechnung von Betonverbundquerschnitten. in: Tagungsband zum 7. Informationstag des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar, 2004
- [Rautenstrauch 1989] Rautenstrauch, K.: Untersuchungen zur Beurteilung des Kriechverhaltens von Holzbiegeträgern. Dissertation, Universität Hannover, 1989
- [Rautenstrauch, Döhrer, Schaffitzel 2004] Rautenstrauch, K.; Döhrer, A.; Schaffitzel, J.: Moderne Brücken in Holz-Beton-Verbundbauweise – Eine Projektskizze, in: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Holz-Beton-Verbund. Bauwerk Verlag, Berlin, 2004, S. 313-334
- [Rautenstrauch u. a. 2004] Rautenstrauch, K.; Grosse, M.; Lehmann, S.; Hartnack, R.: Modellierung und baupraktische Bemessung von Holz-Verbund-Decken mit mineralischen Deckschichten unter Berücksichtigung neuartiger Verbindungsmittel. in: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Holz-Beton-Verbund. Bauwerk Verlag, Berlin, 2004, S. 31-54
- [Rautenstrauch, Döhrer 2007] Rautenstrauch, K.; Döhrer, A.: Zum Trag- und Verformungsverhalten hybrider Verbundelemente aus Holz mit Anhydrit-deckschicht unter oft wiederholter Beanspruchung. Bauhaus-Universität Weimar, Forschungsbericht, 2007 (unveröffentlicht)
- [Rautenstrauch, Simon 2008] Rautenstrauch, K.; Simon, A.: Weiterentwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise unter Einsatz von blockverleimten Brettschichtholzquerschnitten bei Straßenbrücken. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF14275 BR, 2008
- [Roik, Holtkamp 1986] Roik, K.; Holtkamp, H. J.: Untersuchungen zur Dauer- und Betriebsfestigkeit der Verdübelung von Verbundträgern mit Hilfe von Kopfbolzendübeln, Forschungsbericht der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Projekt 101, 1986
- [Schänzlin 2003] Schänzlin, J.: Zum Langzeittragverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation Universität Stuttgart, 2003
- [Schaub 1939] Schaub, O.: Verbunddecken aus Holzrippen und Betonplatte. Patentschrift Nr. 673556, Deutsches Patentamt 1939
- [Scheele 1991] Scheele, J.: Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1991
- [Schelling 1968] Schelling, W.: Die Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegeträger im Ingenieurholzbau. Dissertation, Karlsruhe, 1968
- [Schickhofer, Bernasconi 2002] Schickhofer, G.; Bernasconi, A.: Der moderne Holzbrückenbau – Tragstrukturen und Fahrbahnkonstruktionen. In: Holzbau Kalender, Karlsruhe, Bruderverlag, 2002, S.704-739
- [Schmidt 2003] Schmidt, J.: Holz/Calciumsulfatfließestrich-Verbunddecken. Dissertation, Universität Leipzig, 2003

- [Steurer 1999] Steurer, A.: Holz/Beton-Verbund im Brückenbau: Die Crestawald-Brücke bei Sufers (GR). in: 31. SAH-Fortbildungskurs: Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz. Weinfelden, 1999, S.245 -258
- [Straßenbrücken 1997] N. N.: Straßenbrücken aus Holz – Die Europabrücke. Bauen mit Holz, 10/1997, S. 685-689
- [Timmermann, Meierhofer 1993] Timmermann, K.; Meierhofer, U. A.: Holz/Beton-Verbundkonstruktionen, Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/30, EMPA, Abteilung Holz, 1993
- [Timmermann, Meierhofer 1994] Timmermann, K.; Meierhofer, U. A.: Berechnung von Holz-Beton-Verbundbalken mit der Differenzenmethode. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 45, 09/1994, S.931-936
- [Tommola, Salokangas, Jutila 1999] Tommola, J.; Salokangas, L.; Jutila, A.: Wood-concrete composite bridges - Tests on Shear Connectors. Nordic Timber Council, 1999, Stockholm
- [Weaver, Davids, Dagher 2004] Weaver, C. A.; Davids, W. G.; Dagher, H. J.: Testing and analysis of partially composite fiber-reinforced polymer-glulam-concrete bridge girders. Journal of bridge engineering, Juli/August 2004, S. 316-325
- [Wiegand 1999] Wiegand, T.: Brücken in Holz-Beton-Verbundbauweise. in: Informationsdienst Holz (Hrsg.): Brücken in Holz - Konstruieren, Berechnen, Ausführen. 1999, S.123-159
- [Yttrup 2006] Yttrup, P.: Concrete and timber composite construction for enhanced strength, stiffness and service life for timber bridges.  
<http://aok.arch.utas.edu.au/research/bridge/sem3.html>  
(19.04.2006)
- [Zilch, Zehetmaier, Gläser 2004] Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Gläser, C.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. Betonkalender 2004, Teil 1, S. 309-406
- [Zöllig 1999] Zöllig, S.: Holz/Beton-Verbund mit vorgefertigten Brettstapel-Modulen. in: 31. SAH-Fortbildungskurs: Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz. Weinfelden, 1999, S.197-215

**Normen und Zulassungen**

- [DAfStb H.525:2003] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525, Beuth Verlag, 2003
- [DIN 1045-1:2001] DIN 1045-1:2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- [DIN 1052:2004] DIN 1052:2004-08. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Holzbau
- [DIN 1074:2006] DIN 1074:2006-09. Holzbrücken
- [DIN EN 1994-1-1:2006] DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004; Juli 2006
- [DIN EN 1995-1-1:2005] DIN EN 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004; Dezember 2005
- [DIN EN 1995-2:2006] DIN EN 1995-2: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken; Deutsche Fassung EN 1995-2:2004; Februar 2006
- [DIN EN 26891:1991] DIN EN 26891: Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983); Deutsche Fassung EN 26891:1991; Juli 1991
- [DIN EN 408:2004] DIN EN 408: Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften; Deutsche Fassung EN 408:2003; August 2004
- [DIN EN ISO 13918:1998] DIN EN ISO 13918: Schweißen - Bolzen und Keramikringe zum Lichtbogenschweißen (ISO 13918:1998); Deutsche Fassung EN ISO 13918:1998
- [DIN FB 101:2003] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, 2003-03
- [DIN FB 102:2003] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, 2003-03
- [DIN FB 104:2003] DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken, 2003-03
- [RAS-Q:1996] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Richtlinie für die Anlage von Straßen – Querschnitte, 1996
- [ZTV-ING:2003] Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056, Stand 01/2003, Verkehrsblatt-Verlag



## **Anhang**